



Universidade de Aveiro

Ano 2014/2015

Departamento de Geociências

**ANA MARIA
DA ROCHA
MARQUES**

**Estabilidade de taludes em escavação –
Um Caso de Estudo**



Universidade de Aveiro

Ano 2014/2015

Departamento de Geociências

**ANA MARIA
DA ROCHA
MARQUES**

**Estabilidade de taludes em escavação –
Um Caso de Estudo**

Tese apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica realizada sob a orientação científica do Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz Professor auxiliar convidado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

O júri

Presidente:

Professor Doutor Jorge Manuel Pessoa Girão Medina

Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Vogal - Arguente Principal:

Professor Doutor Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues

Instituto Politécnico da Guarda

Vogal - Orientador:

Professor Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz

Professor Auxiliar Convidado da Universidade de Aveiro

Agradecimentos

Ao Professor Nuno Cruz pela orientação, motivação e pela transmissão de conhecimentos ao longo da execução desta dissertação.

Ao Geólogo Rui Silva, ao Sr. Joaquim Ilídio e ao Eng. João Ralha pela incansável disponibilidade, que permitiu enriquecer o meu percurso académico enquanto estagiária na Geoma, Lda.

À Geoma pela disponibilidade que me foi dada em participar em várias atividades, que me permitiram adquirir know how da vida empresarial em geotécnia.

Aos professores do departamento de Geociências, da universidade de Aveiro, pelos conhecimentos teóricos que me transmitiram durante o meu percurso académico.

Aos meus amigos pela paciência e disponibilidade.

À minha família, pelo amor e pelo apoio incondicional.

A todos que contribuíram para o meu desenvolvimento pessoal e profissional.

Muito Obrigada!

À memória do meu Pai

Palavras-chave

Descontinuidades, Representação Gráfica de Dados Geológicos, Taludes, Construção, Critérios de Rotura, Análise de Cinemática, Fator de Segurança, Estabilização e proteção.

Resumo

Esta dissertação aborda a análise de estabilidade de taludes em escavação, para infraestruturas de engenharia civil, nomeadamente obras rodoviárias.

Este trabalho encontra-se dividido em quatro partes. Na primeira parte é abordado o papel das descontinuidades no maciço. A segunda parte, na representação dos dados adquiridos. A terceira parte centra-se nos fundamentos teóricos sobre os taludes. Por último, a quarta parte, onde se desenvolve o caso de estudo, no âmbito de um estágio curricular na Geoma. O estudo refere-se a análise de estabilidade de taludes para uma obra rodoviária denominada Sublanço – Nó de Ligação do IP4/Túnel do Marão.

keywords

Discontinuities, Graphic Representation of Geological Data, Slope, Construction, rupture, kinematics analysis, safety factor, stabilization and protection.

abstract

This dissertation addresses the slope stability analysis of excavation for civil engineering infrastructures, including road works.

This work is divided into four parts. The first part addresses the role of discontinuities in mass. The second part, in representation of the acquired data. The third part focuses on the theoretical foundations on slopes. Finally, the fourth part, which is developing the case study as part of an internship at Geoma. The study refers to slope stability analysis for a road project called Subsection - Connection Node IP4 / Marão Tunnel.

Conteúdo

1.1	Descrição da entidade.....	1
1.2	Plano de estágio	1
1.3	Organização do documento	2
2.1	Tipos de descontinuidades.....	4
2.2	Caraterísticas das descontinuidades	5
2.2.1	Orientação.....	5
2.2.2	Espaçamento	6
2.2.3	Persistência ou Continuidade.....	7
2.2.4	Rugosidade	8
2.2.5	Resistência das Paredes	10
2.2.6	Abertura e preenchimento.....	10
2.2.7	Percolação	11
2.3	Resistência ao corte das paredes de descontinuidades.....	12
2.4	Parâmetros do maciço rochoso	22
2.4.1	Estado de meteorização.....	22
2.4.2	Número e orientação das famílias de descontinuidades	24
2.4.3	Geometria dos blocos	24
2.5	Caraterização mecânica	26
2.5.1	Determinação da resistência das descontinuidades.....	26
2.5.2	Tilt test.....	28
2.5.3	Martelo de Schmidt.....	31
3.1	Métodos de representação	35
3.1.1	Projeção Hemisférica	35
3.1.2	Projeção igual área ou Schmidt.....	36
4.1	Construção do talude	39
4.1.1	Construção	39
4.2	Tipos de instabilidade em taludes.....	44
4.2.1	Rotura Planar.....	44
4.2.2	Rotura por cunha.....	46
4.2.3	Rotura por toppling	47

4.3	Análise cinemática.....	48
4.4	Métodos de análise de estabilidade	50
4.4.1	Método de equilíbrio limite	51
4.4.2	Rotura planar.....	51
4.4.3	Rotura por cunha.....	53
4.4.4	Rotura toppling	53
4.5	Estabilização e proteção de taludes.....	54
4.5.1	Modificação da geometria do talude	55
4.5.2	Pregagens	55
4.5.3	Cálculo do fator de segurança.....	59
4.5.4	Drenagem	60
4.5.5	Medidas de proteção superficial.....	63
5.1	Enquadramento e objetivos.....	66
5.1.1	Localização	67
5.1.2	Clima.....	67
5.1.3	Hidrogeologia	68
5.1.4	Topografia	69
5.1.5	Geologia	69
5.1.6	Sismicidade.....	70
5.2	Caraterísticas do talude em estudo	72
5.3	Metodologia Adotada	73
5.3.1	Levantamento e tratamento estatístico das descontinuidades.....	74
5.3.2	Definição dos ângulos de atrito.....	79
5.3.3	Análise do potencial de rotura	79

Lista de figuras

Figura 1 - Ilustração dos ângulos que definem o plano de uma descontinuidade, adaptada Vallejo et al. (2002).	6
Figura 2 - Medição do espaçamento de duas famílias de descontinuidades na face exposta do maciço, adaptada Geoma (2015)	6
Figura 3 - Representação da continuidade de uma mesma família, adaptada Geoma (2015).....	7
Figura 4 - Perfis típicos de rugosidade e respetivas designações	9
Figura 5 - Ilustração das aberturas das descontinuidades, adaptada ISRM (1978)	11
Figura 6 - Relações entre tensão de corte e normal na superfície deslizante para três descontinuidades em diferentes condições geológicas, adaptada de Wyllie & Mah, (2004)	12
Figura 7 - Ilustração do deslocamento tangencial num plano inclinado (à esquerda), Superfície rugosa ideal, ilustrando o ângulo de rugosidade i (à direita), adaptada Vallejo et al., (2002)	14
Figura 8 - Perfis tipo de rugosidade e correspondentes valores de JRC, adaptada Vallejo et al. (2002)	20
Figura 9 - Método alternativo para calcular o JRC em campo, adaptada Hoek & Bray (1981).....	21
Figura 10 - Representação esquemática de maciços rochosos; a) blocos paralelepípedicos; b) blocos tabulares; c) blocos colunares; d) blocos irregulares, adaptado Vallejo et al. (2002).....	26
Figura 11 - Equipamento de corte direto: 1) reservatório de óleo/bomba; 2) electroválvula de descarga (normal); 3) torneira de controlo de caudal de descarga (pressão normal); 4) torneira de controlo de caudal de carga (pressão normal); 5) controlador de pressão normal; 6) controlador de pressão tangencial; 7) Aplicador manual de pressão tangencial; 8) descarga tangencial; 9) interruptor on/off de aplicação de pressão normal; 10) interruptor de descarga da pressão normal; 11) câmara de aplicação das pressões; 12) hidráulico de aplicação da pressão normal; 13) hidráulico de aplicação da pressão tangencial; 14) braço para aplicação da pressão tangencial; 15) braço para aplicação da pressão normal, adaptada Miguel Ângela (2011).....	27
Figura 12 - Resistência ao corte de uma descontinuidade plana ou lisa, adaptada Hoek & Bray (1981)	28
Figura 13 - Ilustração do ensaio tilt test realizado em campo, adaptado Vallejo et al. (2002)	29
Figura 14 - Ilustração do ensaio tilt test em laboratório, adaptada (https://www.google.pt/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwiKq_uo7uXJAhXKuhoKHTHWAYEQjRwIBQ&url=http%3A%2F%2Fgeomuseu.ist.utl.pt%2FONG2009%2FDocumentos%2520Complementares%2FCongresso%2520Geotecnia%2520(resumos)%2FCongresso_Actas%2520(D)%2FVolume%2520%2FV2-34.pdf&psig=AFOjCNE2kL2zPo8V6kfLFYqGns1t_lvCtw&ust=1450543488315877).....	30
Figura 15 - Martelo de Schmidt, adaptada (https://www.google.pt/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjwu8Xs7uXJAhUHthoKHQSQBOOQjRwIBw&url=http%3A%2F%2Fpt.made-in-china.com%2Fmanufacturers%2Fschmidt-hammer.html&bvm=bv.110151844,d.d2s&psig=AFOjCNFX16QfC64PKYLIH1Ur8FvkK3UjiQ&ust=1450543692544597)	31
Figura 16 - Ilustração da colocação do martelo de Schmidt, adaptada (https://www.google.pt/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0	

ahUKEwjoqd6u7-

XJAhULCBokHSH0C1EQjRWIBQ&url=http%3A%2F%2Fpaginas.fe.up.pt%2F~geng%2Fge%2Fapontamentos%2FCap_3_GE.pdf&bvm=bv.110151844,d.d2s&psig=AFQjCNHeBA9yQYDx1EMuU-k1zRbp9c9Sgw&ust=1450543887845214)	32
Figura 17 - Ábaco para determinação da resistência simples a partir do ensaio do martelo de Schmidt, adaptado de Hoek & Bray (1981)	33
Figura 18 - Corte de uma seção vertical de uma esfera de referência, ilustrando a projecção igual ângulo, adaptada Simons et al. (2001)	36
Figura 19 - Corte de uma seção vertical de uma esfera de referência, ilustrando a projecção igual área, adaptada Simons et al. (2001)	36
Figura 20 - Ilustração do círculo maior e dos pólos, adaptada Simons et al. (2001)	37
Figura 21 - Retroescavadora, adaptada (https://www.google.pt/imgres?imgurl=http://www.abolsamia.pt/images/usados/19729.jpg&imgrefurl=http://www.abolsamia.pt/ads-ocasion.php?ad_type%3D%26ad_brand%3D463&h=384&w=640&tbnid=YyLyT8iARuiOM:&docid=hoc0yeQa2pmNzM&ei=YjF0VqTlI4vXUeCQv_AM&tbnid=isch&ved=0ahUKEwiknrq05-XJAhWLaxQKHWDID84QMwhVKDMwMw)	40
Figura 22 - Riper Google, adaptada (https://www.google.pt/imgres?imgurl=http://www.werkbrau.com/img/products/12/excavator_ripper0.jpg&imgrefurl=http://www.werkbrau.com/attachment-products/12&h=273&w=366&tbnid=ql0ne1D4EAHODM:&docid=btxx-H0DxEenYM&ei=uTF0VrjGHcuqUYu6qvgK&tbnid=isch&ved=0ahUKEwj4hvLd5-XJAhVLVRQKHQudCq8QMwiQAShWMFY)	40
Figura 23 - Martelo pneumático, adaptada (https://www.google.pt/imgres?imgurl=http://cowdinsa.com/uploads/Image/NOVEDADESeventos/DX225%252520con%252520Martillo%252520low.JPG&imgrefurl=http://www.cowdinsa.com/br/novidades-e-eventos/dx225lc-v-com-martelo-em-catamarca---bigotti-e-zanier-sa.html&h=389&w=519&tbnid=7e54IH61Q3KpvM:&docid=KefWTKLaLA1wfM&ei=vDJ0VsicO8XkUZ6HgvgG&tbnid=isch)	41
Figura 24 - Introdução de banquetas, adaptada Vallejo et al. (2002)	43
Figura 25 - Representação da inclinação do plano da face do talude ψ_f , inclinação do plano da descontinuidade ψ_p , e do ângulo de atrito ϕ , Hoek e Bray (1981)	45
Figura 26 - Ilustração da superfície de libertação lateral e da superfície de rotura, Hoek e Bray (1981)	45
Figura 27 - Rotura planar, esquema de rotura do maciço (à esquerda) e a sua representação estereográfica (à direita), adaptada Hoek and Bray (1981)	46
Figura 28 - Rotura em cunha, esquema de rotura do maciço (à esquerda) e projecção estereográfica (à direita), adaptada Hoek & Bray (1981)	47
Figura 29 - Rotura toppling: esquema de rotura toppling (à esquerda) e sua representação estereográfica (à direita), adaptada Hoek & Bray (1981)	48
Figura 30 - Representação de uma rotura planar (programa RockPack III)	49
Figura 31 - Representação de uma rotura por cunha (programa RockPack III)	50
Figura 32 - Forças atuantes no deslizamento, Hoek & Bray (1981)	52
Figura 33 - Condições para o deslizamento e derrubamento de blocos num plano inclinado, adaptada Hoek & Bray (1981)	54

Figura 34 - Representação da malha simples.....	56
Figura 35 - Representação da malha em quincôncio	56
Figura 36 - Esquema de pregagem.....	57
Figura 37 - Escavação com uma determinada inclinação,	57
Figura 38 - Escavação com parede vertical,	57
Figura 39 – Escavação, adaptada (EN 14490:2010 (E))	58
Figura 40 - Instalação de pregos, adaptada (EN 14490:2010 (E))	58
Figura 41 - Injeção de betão projetado, adaptada (EN 14490:2010 (E))	58
Figura 42 - Escavação seguinte, adaptada (EN 14490:2010 (E))	59
Figura 43 - Escavação em massa para formar a banquetta e a face do talude onde se pretende implantar pregagens, 1) escavação em massa, 2) formação da banquetta, 3) instalação de pregos, 4) solo existente, 5) material que deve ser retirado para se alcançar a tolerância acordada antes de se efetuar a pregagem, adaptada (EN 14490:2010 (E))	59
Figura 44 - Esquema ilustrativo de um bloco com o elemento de contenção e as forças resultantes, adaptada, Hoek & Bray (1981)	60
Figura 45 - Drenos localizados acima da estrutura pregada orientados para os extremos do talude, adaptada (EN 14490:2010 (E))	61
Figura 46 - Drenagem da superfície acima da estrutura pregada, com um canal de água e com drenos formando Y, adaptada (EN 14490:2010 (E))	62
Figura 47 - Drenagem subterrânea, adaptada (EN 14490:2010 (E))	62
Figura 48 - Medidas de proteção superficial, rede metálica, Geoma (2015).....	63
Figura 49 - Colocação de betão projetado, (http://reabilitacaodeedificios.dashofer.pt/library/c9f0f895fb98ab9159f51fd0297e236d8/images/RAL15_fig15.jpg)	64
Figura 50 - Colocação de muros de contenção no pé do talude, (https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcQTG1aeVpJWReBP2JBT0BpFMS637CApd1a0qO5KabPIO-jWcsUXZA)	64
Figura 51 - Implementação de vegetação em taludes, (http://photos1.blogger.com/blogger/8114/2117/1600/workshop_de_EB_1.jpg)	65
Figura 52 - Colocação de impermeabilização no talude, (https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcTChyKLVntmOINfsKXy5u4cSox08abg3vfq6YXMVAuz7j8SVdEypQ)	65
Figura 53 - Localização de Amarante e suas freguesias, adaptada (https://www.google.pt/imgres?imgurl=http://www.wikienergia.pt/~edp/images/thumb/0/01/Amarante.gif/350px-Amarante.gif&imgrefurl=http://www.wikienergia.pt/~edp/index.php?title%3DElectrifica%25C3%25A7%25C3%25A3o_do_concelho_de_Amarante&h=279&w=350&tbnid=nvxnVcsPRcR2YM:&docid=rytaDv4GRG5OTM&ei=4St0Vr-AAcL4ar6ej-AG&tbm=isch)	67
Figura 54 - Temperaturas médias anuais em Amarante ao longo dos meses do ano, adaptada (Edp Aproveitamento hidroeléctrico do Fridão, estudo de impacte ambiental)	68
Figura 55 - Precipitação média em Amarante, ao longo dos meses do ano, adaptada (Edp Aproveitamento hidroeléctrico do Fridão, estudo de impacte ambiental)	68
Figura 56 - Estrato da carta geológica Peso da Régua 10C, com o traçado da rodovia	70
Figura 57 - Zonamento sísmico em Portugal Continental, adaptada (NP	72

Figura 58 - Imagens do talude M19, Geoma (2015)	73
Figura 59 - Projeção estereográfica. Predominância e variação das famílias de descontinuidade .	74
Figura 60 - Projeção estereográfica. Orientação média e identificação dos pólos e planos das famílias de descontinuidade	75
Figura 61 - Representação dos planos e pólos das famílias de descontinuidades e do talude	76
Figura 62 - Identificação das interseções (setas) entre as famílias de descontinuidade	76
Figura 63 - Análise de rotura planar e toppling (modelo A).....	83
Figura 64 - Análise de rotura planar e toppling (modelo B).....	83
Figura 65 - Análise estática com elemento de reforço (modelo A).....	84
Figura 66 - Análise estática com elemento de reforço (modelo B).....	84
Figura 67 - Esquema ilustrativo do comprimento do prego a adotar	91
Figura 68 - Sistema de malha adotado 3x3	91
Figura 69 - Análise estática rotura por cunha	92
Figura 70 - Análise estática rotura por cunha com elemento de reforço	93
Figura 71 - Esquema ilustrativo do comprimento do prego a adotar	99
Figura 72 - Sistema de malha adotado 2,5x2,5.....	99
Figura 73 - Sistema de malha adotado 2,50x2,00.....	100
Figura 74 - Sistema de malha adotado 2,50x2,50.....	101
Figura 75 - Ilustração do comprimento dos pregos	101
Figura 76 - Sistema de pregagem com geodrenos	102
Figura 77 - Esquema ilustrativo do sistema de pregagem e geodrenos	102

Lista de tabelas

Tabela 1 - Classificação do espaçamento entre fraturas consecutivas, Vallejo et al., (2002).....	7
Tabela 2 - Descrição da persistência, ISRM (1978)	8
Tabela 3 - Classificação da rugosidade das descontinuidades, ISRM (1978)	10
Tabela 4 - Descrição da abertura das descontinuidades, ISRM (1978).....	11
Tabela 5 - Classificação da percolação das descontinuidades, segundo Bieniawski (1989)	12
Tabela 6 - Valores típicos do ângulo de atrito de base, adaptada Hoek & Bray (1981).....	17
Tabela 7 - Estado de meteorização segundo os critérios propostos pela ISRM (1978)	23
Tabela 8 - Classificação do estado de meteorização das paredes das descontinuidades, ISRM (1978)	23
Tabela 9 - Classificação dos maciços rochosos devido ao número de famílias de descontinuidades, Vallejo et al. (2002)	24
Tabela 10 - Tipos e características de Maciço, Vallejo et al. (2002)	25
Tabela 11 - Tipos de terreno	71
Tabela 12 - Aceleração máxima de referência agR (m/s ²) nas várias zonas sísmicas	71
Tabela 13 - Orientação média das 3 famílias de descontinuidade	75
Tabela 14 - Orientação das interseções entre as famílias de descontinuidade.....	77
Tabela 15 - Parâmetros médios para cada família de descontinuidade	78
Tabela 16 - Parâmetros do maciço rochoso.....	79
Tabela 17 - Potencial rotura planar das famílias de descontinuidade	80
Tabela 18 - Potencial rotura planar das subfamílias	80
Tabela 19 - Potencial rotura toppling.....	81
Tabela 20 - Potencial rotura por cunha das famílias de descontinuidade	82
Tabela 21 - Propriedades do elemento de reforço	85
Tabela 22 - Tipo de malha possível de implementar	85
Tabela 23 - Propriedades do elemento	86
Tabela 24 - Tipo de malha possível de implementar	87
Tabela 25 - Fatores de segurança e reforço necessário para rotura planar e toppling	88
Tabela 26 - Características e resistência de cedência do varão.....	88
Tabela 27 - Características do prego.....	89
Tabela 28 - Características do sistema de pregagens a implementar no maciço para rotura planar e toppling (modelo A)	90
Tabela 29 - Características do sistema de pregagens a implementar no maciço para rotura planar e toppling (modelo B).....	90
Tabela 30 - Propriedades do elemento de reforço	93
Tabela 31 - Tipo de malha simples possível de implementar	94
Tabela 32 - Propriedades do elemento de reforço	95
Tabela 33 - Tipo de malha simples possível de implementar	96
Tabela 34 - Fatores de segurança e reforço necessário para rotura por cunha	97
Tabela 35 - Características do prego.....	97
Tabela 36 - Características do sistema de pregagens a implementar no maciço para rotura por cunha, para o modelo A	98

Nomenclatura

Letras romanas

c	Coesão
r	Ressalto do Martelo de Schmidt na superfície alterada
R	Ressalto do Martelo de Schmidt em superfície sã/na matriz rochosa
i	Dilatância
FS	Fator de segurança
W	Peso próprio
u	Pressão intersticial
z_w	Cota do nível freático
U	Força exercida pela água na superfície de descontinuidade
V	Força exercida pela água na fenda de tração
T	Força exercida pelo elemento de reforço
LL	Comprimento do trecho livre do prego
Lb	Comprimento do trecho ancorado do prego
h_T	Altura total do talude
h_f	Altura dos panos de talude
q	Consumo específico de explosivos
n	Número de furos
Qt	Peso total da carga por furo
E	Espaçamento entre furos
V	Distância à frente
K	Altura da bancada
e	Forças nas duas superfícies de descontinuidade que formam a cunha
T	Tensão de carga
A	Área

Letras gregas

ϕ	Ângulo de atrito
ϕ_p	Ângulo de atrito de pico
ϕ_r	Ângulo de atrito residual
ϕ_b	Ângulo de atrito de base
α	Ângulo medido no ensaio tilt test
α	Ângulo para o qual ocorre o movimento na superfície de descontinuidade
α_i	Direção de inclinação da interseção entre descontinuidade
α_f	Direção de inclinação da face do talude
α_p	Direção de inclinação do plano de descontinuidade
ψ	Ângulo entre a horizontal e o plano de descontinuidade
ψ_f	Inclinação da face do talude
ψ_p	Inclinação do plano de descontinuidade
ψ_i	Inclinação da interseção entre descontinuidade
ψ_f	Inclinação da face do talude
ξ	Ângulo de abertura da cunha
β	Ângulo entre a horizontal e o meio da abertura da cunha
τ	Tensão de corte
τ_p	Tensão de corte de pico
τ_r	Tensão de corte residual
σ_n	Tensão normal
γ	Peso volúmico
γ_w	Peso volúmico da água

Subscritos

ISRM	International Society of Rock Mechanics
JRC	Joint Roughness Coefficient
JCS	Joint Compressive Strength
RSAEEP	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
FS	Fator de segurança

Capítulo 1 : Introdução

1.1 Descrição da entidade

A Geoma Lda, situa-se no concelho de Santa Maria da Feira, na freguesia de Argoncilhe, desenvolve a sua atividade no setor da construção civil e obras públicas, desde 1986. A empresa tem como principal objetivo assegurar o apoio técnico no âmbito da mecânica dos solos. As principais atividades são:

1. Prospeção geotécnica (construção de estradas, caminhos de ferro, pontes e viadutos, portos e aeroportos, movimento de terras e fundações de edifícios);
2. Exploração e perfuração a elevadas profundidades;
3. Execução de fundações especiais de contenções provisórias e definitivas e estabilização de taludes.

1.2 Plano de estágio

O plano de estágio foi iniciado em Novembro de 2014, teve a duração de 8 meses e é definido por vários objetivos.

1. Acompanhamento de trabalhos de caracterização em ambiente laboratorial (execução de ensaios e emissão dos boletins finais);

2. Acompanhamento de trabalhos de prospeção in-situ com o mesmo enquadramento referido no ponto anterior;
3. Levantamento de campo das condições geológicas associadas a um problema geotécnico;
4. Análise de estabilidade realizada com base na informação recolhida e dimensionamento da solução de estabilização.

1.3 Organização do documento

O documento encontra-se organizado em 6 capítulos, em função das diferentes etapas de estudo da estabilidade do talude.

No capítulo 1 é feita uma introdução ao tema. O capítulo 2 é referente a caracterização das discontinuidades. Neste capítulo é abordado o conhecimento teórico sobre os aspetos fundamentais das discontinuidades e os respetivos ensaios para obtenção dos parâmetros de resistência das mesmas. O capítulo 3 consiste na representação dos dados geológicos.

No capítulo 4 introduzem-se os conceitos base sobre taludes em escavação, são abordados quais os métodos de construção mais adequados, os tipos de instabilidade e as medidas de proteção para combater possíveis quedas ou deslizamentos de blocos.

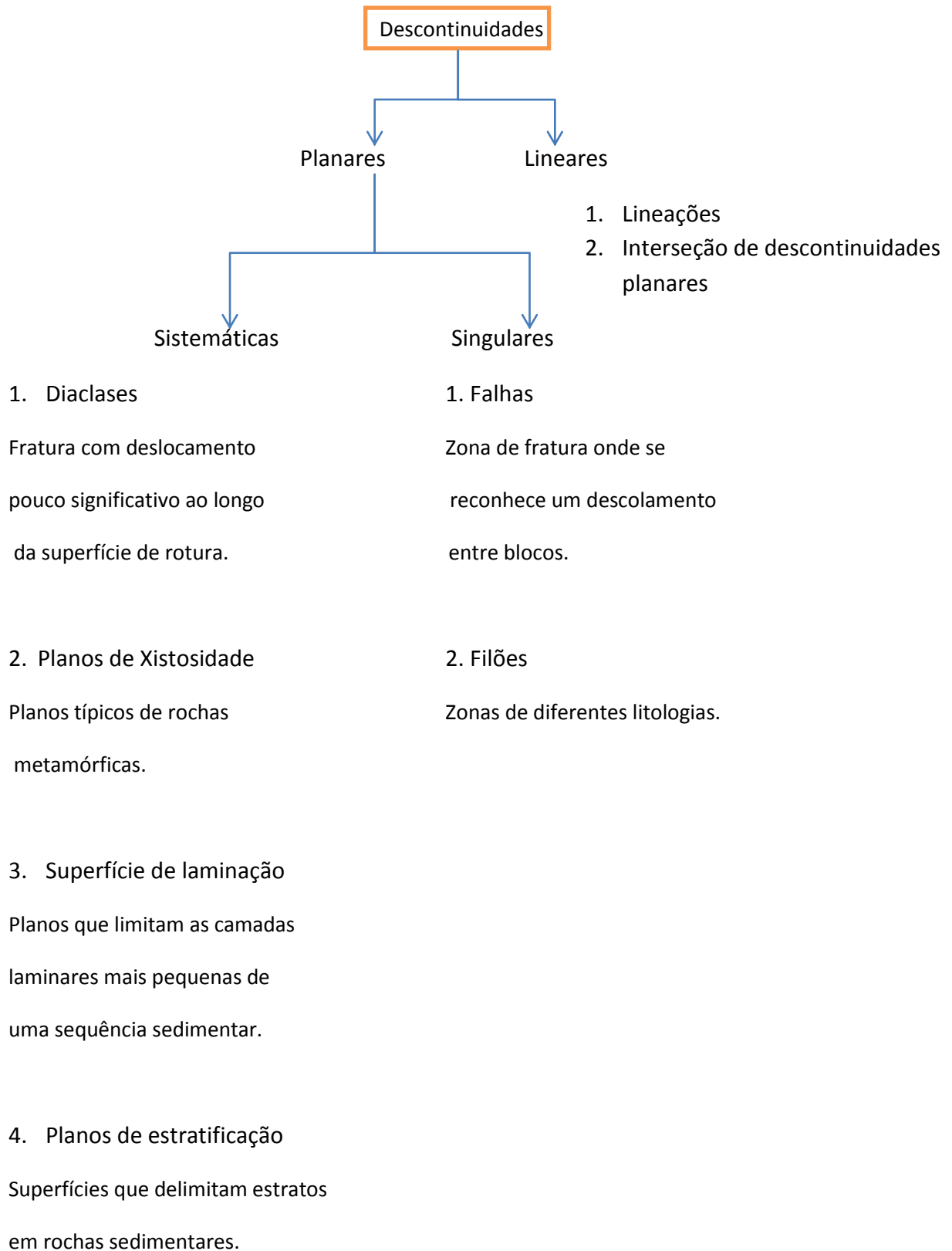
Finalizado o enquadramento teórico passa-se para o caso de estudo, Capítulo 5, onde são aplicados todos os conceitos mencionados nos capítulos anteriores. Este capítulo encontra-se organizado da seguinte forma: enquadramento e objetivos do projeto, caracterização do maciço, análise da estabilidade e por último, é realizado um estudo da solução de estabilização.

Finalmente no capítulo 6, apresentam-se as conclusões do trabalho.

Capítulo 2 : Descontinuidades

Neste capítulo são abordadas as propriedades das descontinuidades e o seu comportamento mecânico. Na natureza as massas rochosas ocorrem muitas vezes afetadas por planos de descontinuidades, que separam blocos da matriz rochosa. A presença de descontinuidades sistemáticas como, planos de estratificação ou superfícies de laminação conferem ao maciço um comportamento anisotrópico. As descontinuidades são planos de fraqueza que sofreram fratura, alteração e meteorização.

2.1 Tipos de descontinuidades



2.2 Características das discontinuidades

O estudo das discontinuidades é feito individualmente, isto porque, o número de discontinuidades que têm alguma importância técnica é reduzido. As diaclases, as superfícies de estratificação e os planos de xistosidade, ocorrem associadas, o que justifica o estudo de caráter estatístico.

As diaclases são as fraturas mais comuns, formando padrões distintos de conjuntos paralelos ou sub – paralelos. A orientação destes conjuntos combinados com a face escavada ou com a face natural da rocha, provocam mecanismos de rotura que envolvem queda-livre, rotação ou toppling de blocos (Simons et al., 2001). A descrição das discontinuidades é crucial para a identificação dos mecanismos de rotura. As características mais importantes das discontinuidades podem ser colocadas na seguinte disposição.

1. Orientação
2. Espaçamento
3. Persistência ou continuidade
4. Rugosidade
5. Resistência das paredes
6. Abertura e preenchimento
7. Percolação

2.2.1 Orientação

Quando se pretende estudar as discontinuidades presentes num maciço, deve-se primeiramente fazer uma análise visual, para identificar as discontinuidades singulares e as famílias de discontinuidades, efetuando-se posteriormente o levantamento das suas orientações. Esta informação pode ser obtida através de um método simples, que consiste na medição da orientação dos planos de discontinuidades, através de uma bússola com inclinómetro.

Após reunir toda a informação é necessário combinar os dados num sistema que possibilite a respetiva análise.

A orientação duma discontinuidade é definida através da medição da direção e da inclinação. A direção de um plano de discontinuidade corresponde ao ângulo entre o Norte e uma linha horizontal, medido no sentido dos ponteiros do relógio. A inclinação é ângulo medido no sentido descendente a partir da horizontal numa secção vertical com o inclinómetro. A direção da inclinação indica o sentido para onde o plano de discontinuidade pende (figura 1) (Vallejo et al., 2002).

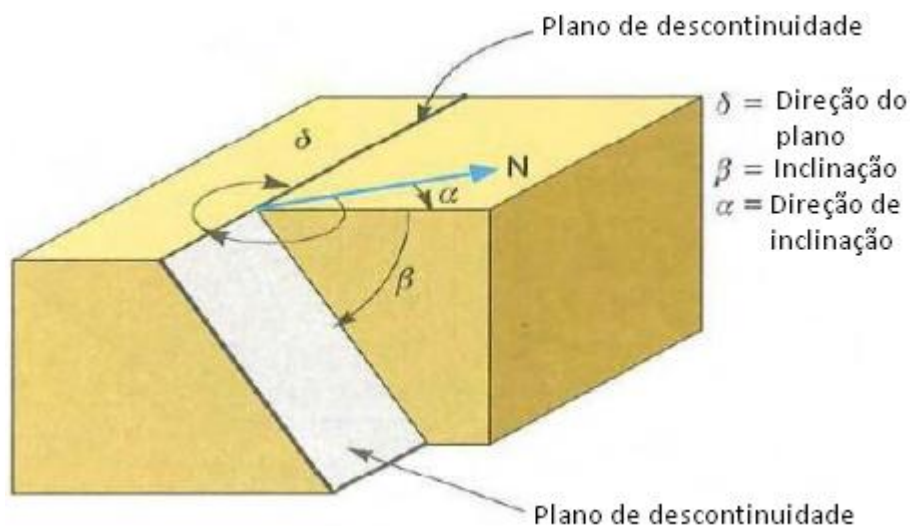


Figura 1 - Ilustração dos ângulos que definem o plano de uma descontinuidade, adaptada Vallejo et al. (2002).

2.2.2 Espaçamento

O espaçamento das descontinuidades é uma medida fundamental do grau de fraturação de uma massa rochosa. Este parâmetro é obtido através da medição da distância na perpendicular entre as descontinuidades adjacentes da mesma família (ISRM, 1978)(Figura 2).



Figura 2 - Medição do espaçamento de duas famílias de descontinuidades na face exposta do maciço, adaptada Geoma (2015)

O objetivo da medição do espaçamento das discontinuidades é determinar a dimensão dos blocos do talude, parâmetro que está diretamente relacionado com a sua estabilidade, pois as forças que atuam na instabilização dos blocos são dependentes dos seus volumes (Giani, 1992).

Para descrever o espaçamento das discontinuidades é usual utilizar a terminologia seguinte:

Tabela 1 - Classificação do espaçamento entre fraturas consecutivas, Vallejo et al., (2002)

Descrição	Espaçamento (mm)
Extremamente próximas	<20
Muito próximas	20 - 60
Próximas	60 - 200
Moderadamente afastadas	200 - 600
Afastadas	600 - 2000
Muito afastadas	2000 - 6000
Extremamente afastadas	> 6000

2.2.3 Persistência ou Continuidade

A persistência é definida como a extensão superficial de uma discontinuidade medida num plano (Vallejo et al, 2002)(figura 3), sendo um dos parâmetros que mais influencia o comportamento mecânico e hidráulico do maciço rochoso.



Figura 3 - Representação da continuidade de uma mesma família, adaptada Geoma (2015)

Os valores da persistência são obtidos através da medição do comprimento do traço da superfície das descontinuidades nas zonas expostas do maciço. De acordo com o valor modal do comprimento do traço das descontinuidades pertencentes a uma mesma família, é usual utilizar a terminologia seguinte para descrever a continuidade.

Tabela 2 - Descrição da persistência, ISRM (1978)

Continuidade	Comprimento (m)
Muito pequena	<1
Pequena	1-3
Média	3-10
Elevada	10-20
Muito elevada	>20

2.2.4 Rugosidade

A rugosidade é um fator com grande influência na resistência ao deslizamento numa descontinuidade, quando os seus planos se encontram em contato. Esta decresce com o aumento da abertura, com o preenchimento ou com a ocorrência de deslizamentos anteriores (Simons et al., 2001).

A rugosidade é definida por duas componentes:

1. **Ondulação** – Refere-se à curvatura da descontinuidade, esta é considerada como rugosidade de primeira ordem, a escala de medição é decimétrica ou métrica.
2. **Irregularidades ou rugosidades** – Refere-se a irregularidade da superfície da descontinuidade, é considerada rugosidade de segunda ordem e a escala de medição é milimétrica e centimétrica.

A rugosidade pode ser medida em campo, mas o método mais simples e rápido é a comparação visual das descontinuidades com os perfis standards de rugosidade (Vallejo et al., 2002) (figura 4).

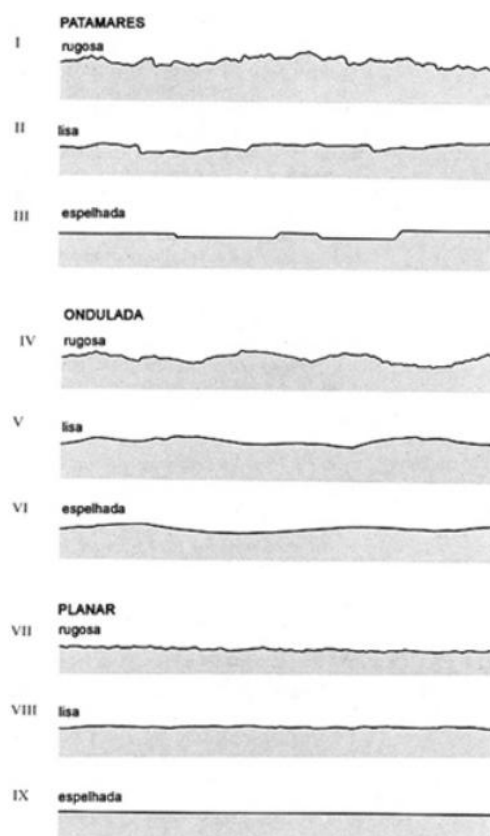


Figura 4 - Perfis típicos de rugosidade e respectivas designações

Tabela 3 - Classificação da rugosidade das discontinuidades, ISRM (1978)

Classe	Descrição
I	Rugosa, em patamares
II	Lisa, em patamares
III	Espelhada, em patamares
IV	Rugosa, ondulada
V	Lisa, ondulada
VI	Espelhada, ondulada
VII	Rugosa, planar
VIII	Lisa, planar
IX	Espelhada, planar

2.2.5 Resistência das Paredes

O estado de alteração da rocha junto às paredes das discontinuidades influencia a resistência ao corte e a sua deformabilidade. A alteração dos maciços rochosos ocorre perto da superfície, devido aos agentes de meteorização, ou aos processos hidrotermais. Os processos de alteração são mais acentuados na rocha junto às paredes das discontinuidades do que no interior dos blocos que constituem o maciço.

A resistência da rocha junto às paredes de alteração pode ser estimada recorrendo ao martelo de Schmidt, ensaio que será abordado posteriormente (Simons et al., 2001).

2.2.6 Abertura e preenchimento

Abertura é a distância perpendicular que separa as paredes adjacentes de uma discontinuidade no qual o respetivo espaço está ocupado por ar ou água (ISRM, 1978) (figura 5). As aberturas podem resultar do deslizamento de discontinuidades devido a movimentos gerados por tensões de tração, fenómenos de solução, arrastamento de materiais ou enchimento. Caso esteja preenchida a distância em perpendicular passa a ser designada por espessura.

O Preenchimento é o material existente entre as paredes das discontinuidades e pode ser muito diversificado, como por exemplo: argila, calcite, quartzo e silte.



Figura 5 - Ilustração das aberturas das descontinuidades, adaptada ISRM(1978)

Em função do valor da abertura podem classificar-se as descontinuidades de acordo com as seguintes designações:

Tabela 4 - Descrição da abertura das descontinuidades, ISRM (1978)

Designação	Abertura (mm)
Muito fechadas	<0.1
Fechadas	0.1 – 0.25
Parcialmente fechadas	0.25 – 0.50
Abertas	0.50 – 2.5
Largas	2.5 - 10
Muito Largas	10 - 100
Extremamente larga	100 - 1000
Cavernosas	>1000

2.2.7 Percolação

A percolação é uma das principais características que condicionam as situações de instabilidade de um maciço e podem surgir associadas aos planos de descontinuidades. A observação das características de percolação nos taludes está muitas vezes dependente da precipitação e do nível freático (Hoek & Bray, 1981). Quando se verifica a existência de percolação de água ao longo de uma descontinuidade é importante fazer-se uma estimativa do seu caudal, devendo-se fazer uma análise dos resultados obtidos com base nas condições climáticas e no conhecimento da posição dos níveis de água no interior do maciço.

Tabela 5 - Classificação da percolação das discontinuidades, segundo Bieniawski (1989)

Parâmetros	Descrição			
Presença de água nas descontinuidades	Completamente seca	Húmido	Molhado	Escorrimento
				Fluxo contínuo

2.3 Resistência ao corte das paredes de discontinuidades

A resistência que um plano de descontinuidade apresenta é representada pelo critério de rotura de Mohr-Coloumb que será descrito em seguida e a sua caracterização é feita em laboratório (descrito no ponto 2.5.1) (Coulomb, 1973). A resistência ao corte das paredes das discontinuidades depende da coesão (c) e do ângulo atrito (ϕ) (Vallejo et al., 2002). Estes valores estão intimamente relacionados com as condições geológicas de cada local, ilustrando-se de seguida a sua aplicação para três condições diferentes (figura 6). O declive das retas representa o ângulo de atrito e as ordenadas na origem a coesão (Wyllie & Mah, 2004).

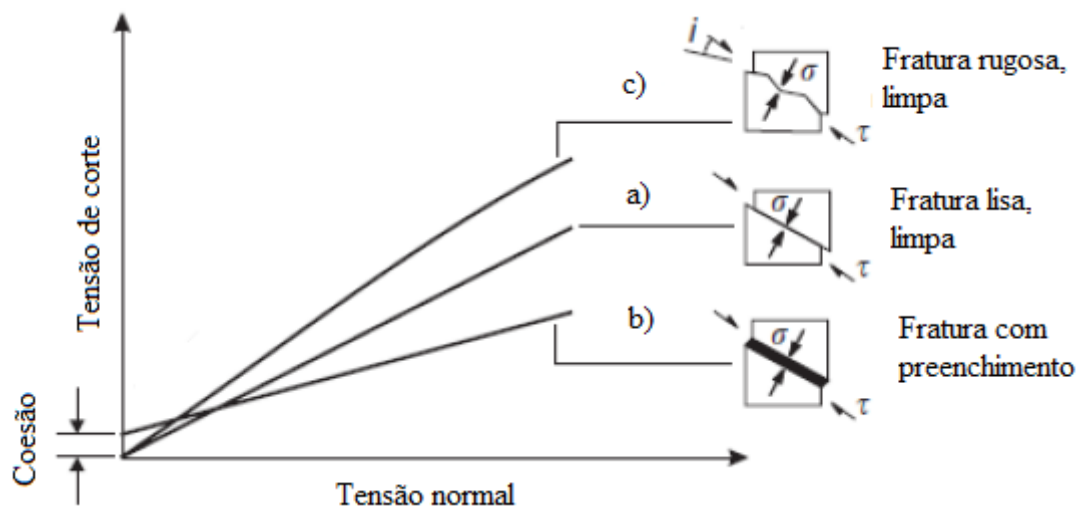


Figura 6 - Relações entre tensão de corte e normal na superfície deslizante para três discontinuidades em diferentes condições geológicas, adaptada de Wyllie & Mah, (2004)

- a) Para discontinuidades lisas e sem preenchimento, de rocha sã (sem sinais de alteração), o estudo da resistência ao corte (τ) ao longo de um plano é definido pelo critério de Mohr-Coloumb:

$$\tau = \sigma_n \tan \phi$$

Neste caso a resistência ao corte é definida pelo ângulo de atrito base (ϕ_b), ou seja, corresponde ao ângulo no qual um corpo que se encontra em repouso sobre uma superfície inclinada supera atrito e começa a deslizar. É medido através da aplicação de uma dada tensão constante (σ_n) normal à superfície e de uma tensão de corte (τ) aplicada tangencialmente ao corpo (Kliche, 1999). Pode ser determinado através do ensaio Tilt test (abordado no ponto 2.5.2).

b) Considerando o mesmo tipo de descontinuidade, com grau de alteração superior ao anterior e preenchida por um material cimentado a resistência ao corte ao longo do plano é definida por duas componentes:

1. Resistência de pico (τ_p)
2. Resistência residual (τ_r)

Se a um corpo que se encontra em repouso sobre uma superfície inclinada for aplicada uma tensão normal (σ_n) à superfície e uma tensão de corte tangencial (τ), a resistência de pico da descontinuidade corresponde a um valor máximo, ou seja, à soma da resistência do material cimentado que liga os dois planos e a resistência ao deslizamento das superfícies combinadas (Hoek, 2007). A relação entre a resistência ao corte de pico (τ_p) é representada pela equação de Mohr-Coulumb:

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi_p$$

Depois de atingido o valor da resistência máxima, as ligações através do material cimentado são quebradas, desta forma o valor da coesão é zero ($c = 0$). Nestas condições estamos perante a resistência ao corte residual. Da mesma forma, se os valores da tensão de corte residual para cada tensão normal aplicada forem representados no diagrama de Mohr, a equação que expressa resistência residual (τ_r) é a seguinte:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r$$

Em que:

τ - Tensão de corte (MPa);

τ_p - Tensão de corte de pico (MPa);

τ_r - Tensão de corte residual (MPa);

σ_n - Tensão de normal (MPa);

c - Resistência coesiva do material (MPa);

ϕ_b - Ângulo de base (°);

ϕ_p - Ângulo de pico (°);

ϕ_r - Ângulo de atrito residual (°).

- c) As superfícies rochosas das discontinuidades nunca são completamente lisas ou polidas. As ondulações e asperidades numa superfície de descontinuidade natural têm uma influência significativa no seu comportamento ao corte. Geralmente, a superfície rugosa aumenta a resistência ao corte (Hoek, 2007), devido à maior tensão de corte a aplicar, para que o deslizamento possa ocorrer, vencendo as asperezas ou irregularidades, este incremento é extremamente importante em termos da estabilidade de escavações em rocha.

Patton (1966) demonstrou a importância da influência da rugosidade das superfícies de descontinuidade na resistência ao corte, através de vários testes usando modelos com superfícies em forma de serra de inclinação constante, conforme é ilustrado na figura 7.

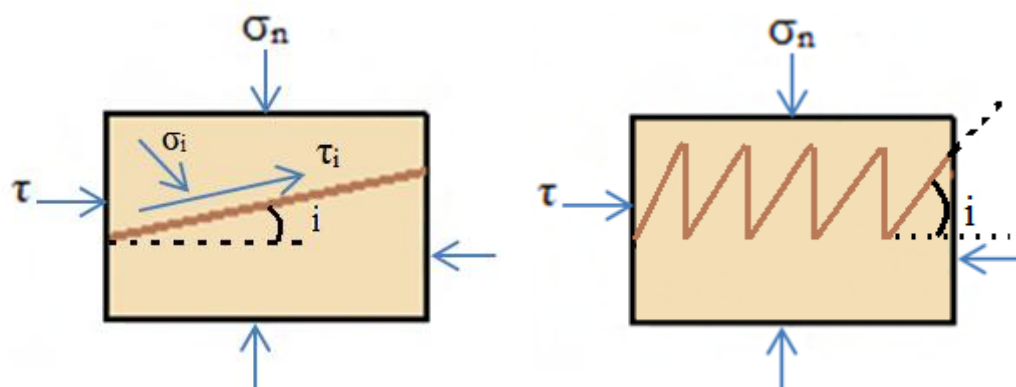


Figura 7 - Ilustração do deslocamento tangencial num plano inclinado (à esquerda), Superfície rugosa ideal, ilustrando o ângulo de rugosidade i (à direita), adaptada Vallejo et al., (2002)

Baseado na lei de atrito de Mohr-Coulomb, utilizado para superfícies lisas, o modelo de Patton caracteriza o comportamento de descontinuidades através do ângulo de dilatância i (Kemthong, 2006; Wyllie e Mah, 2004).

Para o estudo da resistência ao corte de uma superfície de descontinuidade inclinada de um ângulo i em relação à direção da tensão de corte, sem coesão (figura 7). A tensão de corte e normal na superfície de deslizamento, τ_i e σ_i respectivamente, podem ser calculadas pelas expressões (Wyllie & Mah, 2004):

$$\tau_i = \tau \cos^2 i - \sigma_n \sin i \cos i$$

$$\sigma_i = \sigma_n \cos^2 i - \tau \sin i \cos i$$

E a resistência ao corte é dada por:

$$\tau_i = \sigma_i \tan \phi_b$$

Reorganizando as equações anteriores, obtém-se a relação entre a tensão de corte aplicada e a tensão normal:

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi_b + i)$$

Desta forma o ângulo de atrito é igual a:

$$\phi_p = (\phi_b + i)$$

Por meio de ensaios em superfícies rugosas regulares (Figura 7) com aplicação de tensões normais baixas, Patton (1966; *apud* Zhao, 1997), verificou que o deslizamento ocorre pelo galgar das asperidades, que permanecem intactas, e que a resistência ao corte aumenta linearmente com a tensão normal. Em simultâneo, registou a ocorrência de dilatância, ou seja, de deslocamentos significativos na direção normal ao plano médio da descontinuidade (Lima e Menezes, 2008).

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan (\phi_b + i)$$

Por outro lado para valores de tensões normais (σ_n) maiores, o deslizamento ao longo das superfícies inclinadas das asperidades é inibido (Brady & Brown, 2005) e estas começam a ser quebradas, tornando-se menor o ângulo de dilatância i (Zhao, 1997). Nestas circunstâncias, a dilatância é totalmente substituída pelo corte, traduzido pela seguinte equação:

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan (\phi_r)$$

Onde:

τ_i - Tensão de corte (MPa);

τ_p - Tensão de corte de pico (MPa);

τ_r - Tensão de corte residual (MPa);

σ_n - Tensão de normal (MPa);

σ_i - Tensão de normal (MPa);

c - Resistência coesiva do material (MPa);

ϕ_b - Ângulo de base (°);

ϕ_p - Ângulo de pico (°);

ϕ_r - Ângulo e atrito residual (°);

i - Dilatância (°).

Critério de Barton & Choubey

Barton & Choubey (1977) estudaram o comportamento das discontinuidades, com rugosidade e sem preenchimento, de forma a estimar a resistência ao corte das mesmas propuseram a seguinte equação que depende da componente do atrito (ϕ_r) e da componente de rugosidade (JRC) e $(\frac{JCS}{\sigma_n})$.

$$\tau = \sigma_n \tan [JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}) + \phi_r] \text{ para } (\frac{JCS}{\sigma_n}) < 50$$

Com a correlação de Barton & Choubey para tensões de compressão muito baixas obtém-se ângulo de atrito muito elevados. Nestes casos deve-se assumir um ângulo de atrito constante independente da carga, com um valor ϕ_p igual a:

$$\phi_p = \phi_r 1,7 JRC \text{ para } (\frac{JCS}{\sigma_n}) > 50$$

O ângulo de atrito residual ϕ_r é inferior ao ângulo de atrito de base ϕ_b e é obtido através da seguinte fórmula:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R}$$

Finalmente, o ângulo de atrito de base ϕ_b , pode ser determinado a partir do tilt test (abordado no ponto 2.5.2) ou através dos valores tabelados propostos por Barton & Choubey (1977), que estão na tabela seguinte, adaptado Hoek & Bray (1981):

Tabela 6 - Valores típicos do ângulo de atrito de base, adaptada Hoek & Bray (1981)

Tipo de rocha	ϕ_b seco (°)	ϕ_b saturado (°)
Areia	26 - 35	25 - 34
Calcário	31 - 37	27 - 35
Basalto	35 - 38	31 - 36
Granito de grão fino	31 - 35	29 - 31
Granito de grão grosseiro	31 - 35	31 - 33
Gnaisse	26 - 29	23 - 26

Onde:

σ_n - Tensão normal efetiva sobre a superfície de descontinuidade (MPa);

JRC - Coeficiente de rugosidade da descontinuidade;

JCS - Resistência à compressão simples da superfície da descontinuidade (MPa);

ϕ_b - Ângulo de atrito de base (°);

ϕ_p - Ângulo de atrito de pico (°);

ϕ_r - Ângulo de atrito residual (°);

r - Ressalto do martelo de Schmidt na superfície alterada e molhada;

R - Ressalto do martelo de Schmidt na superfície sã e secas do maciço.

No caso das paredes das descontinuidades não se encontrarem alteradas assume-se o valor da resistência à compressão simples da matriz rochosa, σ . Se as paredes das descontinuidades se encontram alteradas obtém-se valor do JCS a partir dos resultados do martelo de Schmidt, segundo a expressão:

$$\text{Log}_{10} \text{JCS} = 0,00088 \gamma_{\text{rocha}} r + 1,01$$

Onde:

γ_{rocha} - Peso volúmico (kN/m³);

JCS - Resistência a compressão simples da superfície de descontinuidade (kPa);

r - Ressalto do martelo de Schmidt na superfície da descontinuidade.

O parâmetro representa a relevância da rugosidade na definição da resistência ao corte das rochas (superfícies lisas e planas: JRC = 0; superfícies muito ásperas e onduladas: JRC = 20). O JRC pode ser estimado por:

1. Comparação visual da superfície com perfis de rugosidade padrão. Barton & Choubey (1977), apresentaram dez perfis de rugosidade e os respectivos valores calculados agrupados em intervalos de [0, 2], [2, 4] até [18, 20], reproduzidos na figura 8.

2. Realização de ensaios de deslizamento de diaclases em superfície inclinada (*tilt test*). O valor de relaciona-se com ângulo de inclinação (α) pela expressão de Barton & Choubey (1977):

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n}}$$

sendo α o ângulo de inclinação que representa o máximo valor em que a parte superior da amostra não sofre movimentação.

Segundo Barton e Bandis (1990), para descontinuidades com valores de JRC superiores a 10 é, geralmente, impossível o uso deste tipo de ensaio.

1. Medição do comprimento e da amplitude do perfil da superfície rochosa. Sabendo-se o comprimento e a amplitude máxima do perfil, a correlação gráfica da figura 9 permite determinar o valor aproximado de JRC, referente a tamanhos de blocos *in situ* (Barton e Bandis, 1980).

No entanto, segundo Bahrani e Tannant (2011) este método tem mostrado gerar valores de ângulos de dilatação irrealistas, quando usado em perfis longos (>10 m).

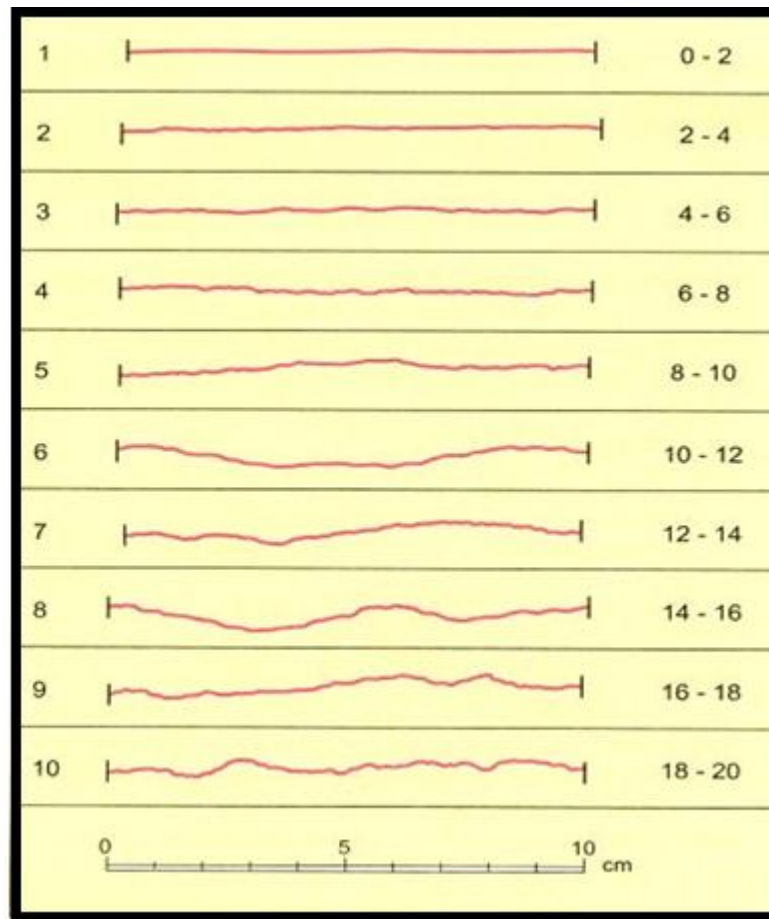


Figura 8 - Perfis tipo de rugosidade e correspondentes valores de JRC, adaptada Vallejo et al. (2002)

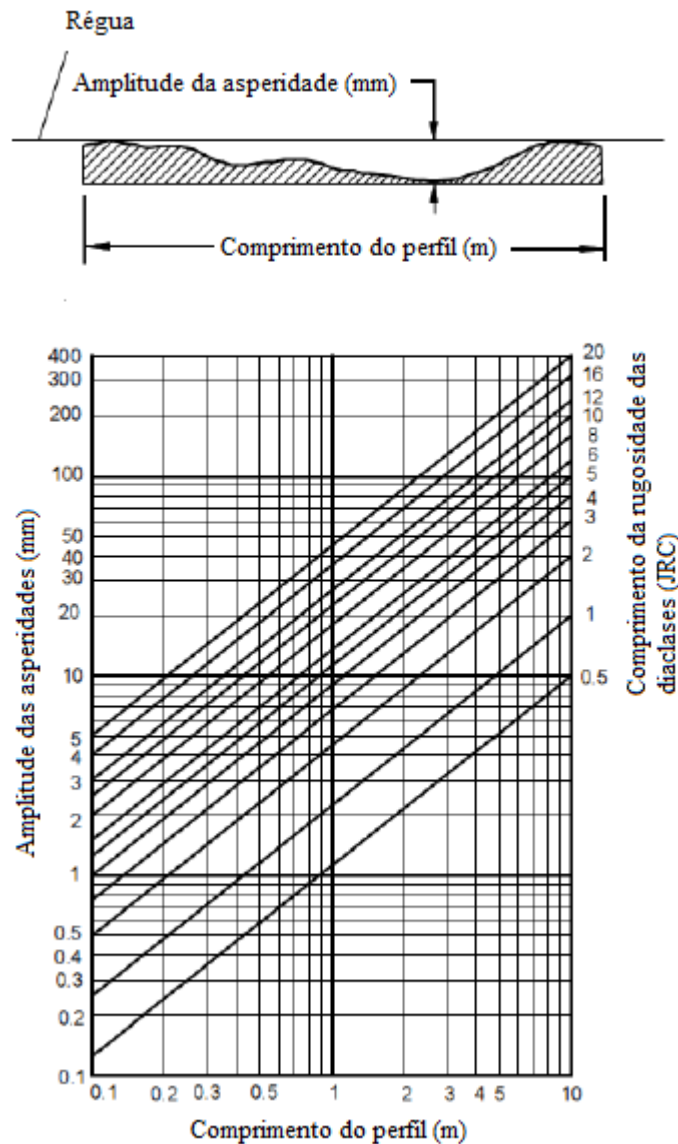


Figura 9 - Método alternativo para calcular o JRC em campo, adaptada Hoek & Bray (1981)

A resistência à compressão da rocha (JCS) pode ser estimada da seguinte forma:

1. Por comparação do grau de alteração da descontinuidade com o grau de alteração da rocha usando observações de campo, proposta pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISMR, 1981 *apud* Wyllie & Mah, 2004; Hoek, 2007).

O valor de JCS é determinado através de uma relação com a resistência à compressão da rocha intacta.

2. Realização de ensaios de carga pontual (*point load tests*).
3. Uso do martelo de Schmidt (abordado no ponto 2.5.3), proposto por (Hoek, 2007; Kemthong, 2006).

Pode ser usado em observações de campo para a obtenção do JCS, através da combinação da dureza de Schmidt com o peso volúmico da rocha.

2.4 Parâmetros do maciço rochoso

2.4.1 Estado de meteorização

A meteorização é um dos processos mais importantes, pois causa desagregação e decomposição numa rocha, devido aos agentes físicos e químicos naturais, transformando essa rocha noutro produto natural (Vallejo et al., 2002).

A meteorização do maciço tem início nas paredes das descontinuidades e vai-se estendendo progressivamente para o interior do maciço.

Para a caraterizar o estado de meteorização deve-se descrever as condições do maciço rochoso, podendo este ser avaliado diretamente no terreno, através de uma observação direta do afloramento e comparar com as descrições padrão apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Estado de meteorização segundo os critérios propostos pela ISRM (1978)

Simbologia	Designação	Descrição
W1	Rocha sã	Não apresenta sinais de meteorização; podendo haver alguma descoloração nas paredes das principais descontinuidades.
W2	Rocha ligeiramente meteorizada	Mudanças na cor original da matriz rochosa, podendo a sua resistência na superfície ser ligeiramente mais baixa.
W3	Rocha medianamente meteorizada	Menos de metade do material rochoso está decomposto ou desagregado num solo.
W4	Rocha muito meteorizada	Mais de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo.
W5	Rocha completamente meteorizada a decomposto	Todo o material rochoso está muito decomposto e/ou desagregado.
W6	Solo residual	Todo o maciço está decomposto em solo

Em relação ao estudo do estado de meteorização das paredes das descontinuidades, adotou-se a classificação proposta pela ISRM (1978), ilustrada na Tabela 8.

Tabela 8 - Classificação do estado de meteorização das paredes das descontinuidades, ISRM (1978)

Meteorização das descontinuidades	Descrição
Sã	Não existem sinais visíveis de meteorização
Ligeiramente descoloradas	Existe uma mudança na cor original do material rocha, devendo-se indicar o grau de alteração da cor.
Moderadamente descoloradas	Rocha meteorizada num solo, mantendo-se intacta a sua estrutura, com alguns grãos minerais decompostos.
Muito descolorada	Rocha meteorizada num solo, mantendo-se intacta a sua estrutura. A rocha contém minerais intactos.

2.4.2 Número e orientação das famílias de descontinuidades

O número de famílias de descontinuidades presentes num maciço rochoso condiciona os mecanismos de rotura e os modelos de deformabilidade. A orientação das várias famílias pode determinar a estabilidade do maciço (Vallejo et al., 2002).

Tabela 9 - Classificação dos maciços rochosos devido ao número de famílias de descontinuidades, Vallejo et al. (2002)

Tipo de maciço	Número de famílias
I	Maciço com poucas descontinuidades
II	Uma família de descontinuidades
III	Uma família de descontinuidades com descontinuidades singulares
IV	Duas famílias de descontinuidades
V	Duas famílias de descontinuidades com descontinuidades singulares
VI	Três famílias de descontinuidades
VII	Três famílias de descontinuidades com descontinuidades singulares
VIII	Quatro ou mais famílias de descontinuidades
IX	Maciço totalmente fraturado

2.4.3 Geometria dos blocos

O tamanho e forma dos blocos são indicadores importantes sobre o comportamento da estabilidade do talude, para descrever os maciços rochosos a ISRM propôs a adoção das seguintes designações.

Tabela 10 - Tipos e características de Maciço, Vallejo et al. (2002)

Classe	Tipo de Maciço	Caraterísticas
I	Maciço compacto	Poucas descontinuidades ou muito espaçadas
II	Maciço de blocos paralelepípedicos	Blocos com dimensões da mesma ordem de grandeza
III	Maciço tabular	Blocos com uma dimensão consideravelmente menor que as duas restantes
IV	Maciço colunar	Bloco com uma dimensão consideravelmente maior que as duas restantes
V	Maciço irregular	Grandes variações do tamanho e forma dos blocos
VI	Maciço esmagado	Fraturação intensa

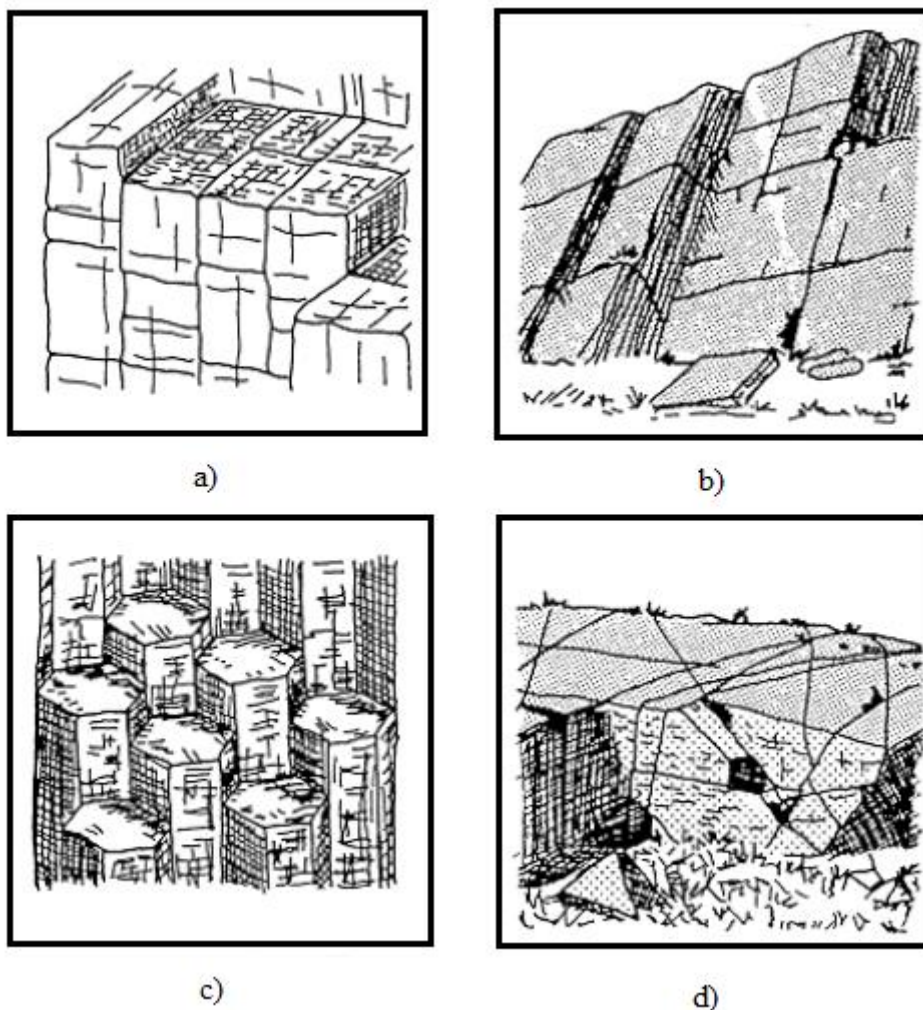


Figura 10 - Representação esquemática de maciços rochosos; a) blocos paralelepípedicos; b) blocos tabulares; c) blocos colunares; d) blocos irregulares, adaptado Vallejo et al. (2002)

2.5 Caracterização mecânica

Os ensaios laboratoriais para a caracterização das discontinuidades são: resistência ao corte das discontinuidades, tilt test e o martelo de Schmidt. No âmbito desta dissertação não foi possível concretizar estes ensaios, desta forma são introduzidos alguns aspetos fundamentais.

2.5.1 Determinação da resistência das discontinuidades

Para determinar a resistência das discontinuidades, deve-se realizar o ensaio de corte direto (figura 11). Este ensaio consiste em medir a resistência ao corte de uma superfície de discontinuidade, em amostras recolhidas em campo ou preparadas a partir de testemunhos. O ensaio consiste em aplicar uma força normal (perpendicular a superfície da discontinuidade), que

é constante até ao final do ensaio. Sobre a lateral é exercida uma força de corte, que provoca um deslocamento tangencial - μ (figura 12).

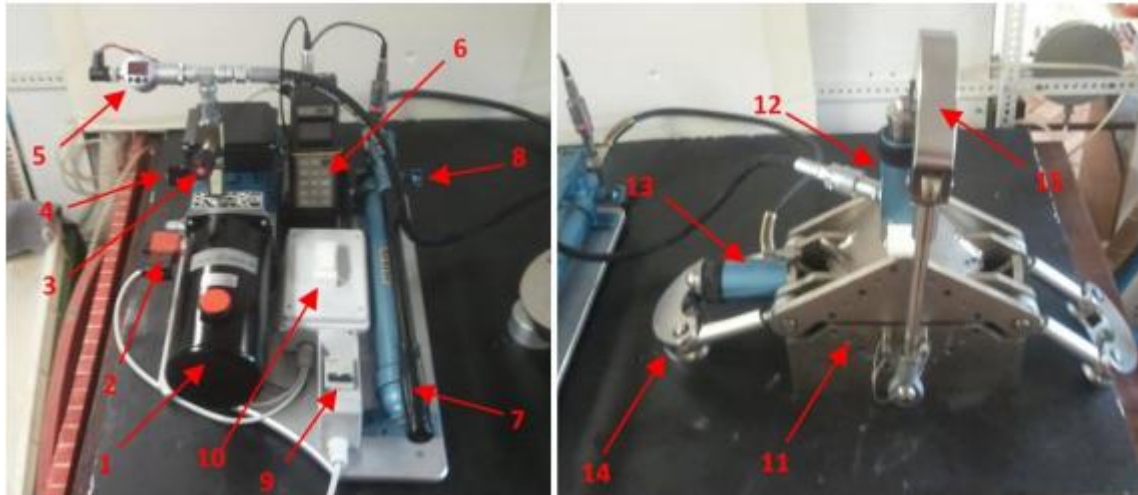


Figura 11 - Equipamento de corte direto: 1) reservatório de óleo/bomba; 2) electroválvula de descarga (normal); 3) torneira de controlo de caudal de descarga (pressão normal); 4) torneira de controlo de caudal de carga (pressão normal); 5) controlador de pressão normal; 6) controlador de pressão tangencial; 7) Aplicador manual de pressão tangencial; 8) descarga tangencial; 9) interruptor on/off de aplicação de pressão normal; 10) interruptor de descarga da pressão normal; 11) câmara de aplicação das pressões; 12) hidráulico de aplicação da pressão normal; 13) hidráulico de aplicação da pressão tangencial; 14) braço para aplicação da pressão tangencial; 15) braço para aplicação da pressão normal, adaptada Miguel Ângela(2011).

Para cada ensaio obtêm-se o valor da tensão de rotura (de pelo menos três ensaios) só assim é possível conhecer os valores da coesão e do ângulo de atrito (residual e de pico) da descontinuidade. Para tal projetam-se graficamente as tensões de rotura obtidas, ajustam-se os pontos a uma reta, designada de envolvente de rotura e a partir do critério de Mohr-Coulomb é então possível conhecer os valores da coesão e do ângulo de atrito a partir da seguinte expressão:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

Caso o ensaio seja realizado em descontinuidades rugosas, e necessário que ocorra rotura destas Irregularidades para que ocorra deslocamento tangencial (Figura 12) (Vallejo et al., 2002). Assim, é possível estimar a coesão e os ângulos de atrito de pico e residual a partir das seguintes expressões:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r$$

ou

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi_p$$

τ_r - Tensão de corte residual (MPa);

τ_p - Tensão de pico (MPa);

c - Coesão (MPa);

σ_n - Tensão normal (MPa);

ϕ_p - Ângulo de atrito de pico (°);

ϕ_r - Ângulo de atrito residual (°).

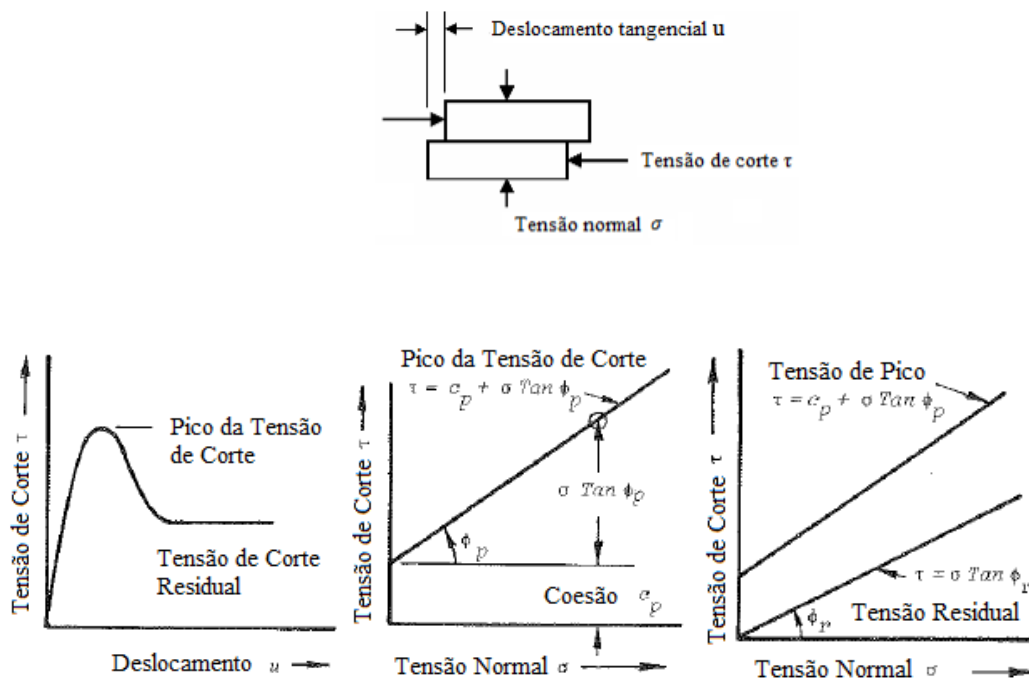


Figura 12 - Resistência ao corte de uma descontinuidade plana ou lisa, adaptada Hoek & Bray (1981)

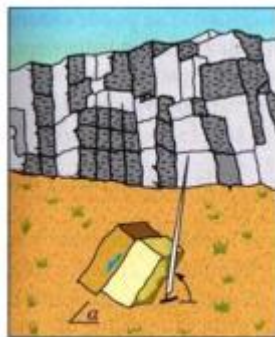
2.5.2 Tilt test

O ensaio tilt test permite estimar o ângulo de atrito ϕ e caso se trata de uma descontinuidade lisa e sem sinais de alteração, o ângulo de atrito de base ϕ_b . A partir deste ângulo através da correlação com os resultados obtidos do ensaio do martelo de Schmidt (este ensaio será abordado seguidamente), é possível avaliar o ângulo de atrito de base ϕ_b e o coeficiente de rugosidade, JRC (Barton, 1980).

Para calcular o ângulo de atrito em campo de uma descontinuidade é necessária uma amostra de rocha que contenha um plano de descontinuidade sem coesão (figura 13).

O ensaio consiste em (Vallejo et al., 2002):

1. Colocar a amostra sobre uma superfície de apoio;
2. Inclinar a superfície de apoio até que um fragmento amostra comece a deslizar em relação à superfície de descontinuidade;
3. No momento em que se inicia o movimento medir o ângulo da superfície de apoio em relação à horizontal α .



Em campo

Figura 13 - Ilustração do ensaio tilt test realizado em campo, adaptado Vallejo et al. (2002)

Para realizar este ensaio em laboratório são necessários três tarolos. É de notar que o material fora da zona de fratura corresponde ao grau de alteração w_1 e que o corte realizado pelas sondagens traduz-se uma superfície lisa, logo corresponde ao ângulo de atrito de base ϕ_b . Este ensaio consiste em (Vallejo et al., 2002) (figura 14):

1. Colocar dois tarolos paralelos sobre uma superfície horizontal;
2. Colocar o terceiro tarolos sobre os outros dois;
3. Inclinar a superfície onde se encontram apoiados os tarolos, até que haja movimento do tarolo que se encontra em cima;
4. No momento em que se inicia o movimento medir o ângulo da superfície de apoio em relação à horizontal α .



Figura 14 - Ilustração do ensaio tilt test em laboratório, adaptada
 ([https://www.google.pt/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwiKq_uo7uXJAhXKuhoKHTHWAYEQjRwIBQ&url=http%3A%2F%2Fgeomuseu.ist.utl.pt%2FOG2009%2FDocumentos%2520Complementares%2FCongresso%2520Geotecnia%2520\(resumos\)%2FCongresso_Actas%2520\(D\)%2FVolume%25202%2FV2-34.pdf&psig=AFQjCNE2kL2zPo8V6kfLFYqGns1t_lvCtw&ust=1450543488315877](https://www.google.pt/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwiKq_uo7uXJAhXKuhoKHTHWAYEQjRwIBQ&url=http%3A%2F%2Fgeomuseu.ist.utl.pt%2FOG2009%2FDocumentos%2520Complementares%2FCongresso%2520Geotecnia%2520(resumos)%2FCongresso_Actas%2520(D)%2FVolume%25202%2FV2-34.pdf&psig=AFQjCNE2kL2zPo8V6kfLFYqGns1t_lvCtw&ust=1450543488315877), 2015)

O valor de α vem da relação entre a tensão de corte e a tensão normal que atuam sobre a descontinuidade (Vallejo et al., 2002):

$$\alpha = \arctg \frac{\tau}{\sigma_n}$$

A partir do α é possível calcular o coeficiente JRC (Vallejo et al., 2002):

$$JRC = \frac{(\alpha - \phi_r)}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)}$$

Onde:

τ - Tensão de resistência ao corte da descontinuidade (MPa);

σ_n - Tensão normal que atua sobre a superfície de descontinuidade (MPa);

ϕ - Ângulo de atrito (°);

JCS - Resistência à compressão simples da superfície da descontinuidade (MPa);

ϕ_r - Ângulo de atrito residual (°);

JRC – Coeficiente de rugosidade.

2.5.3 Martelo de Schmidt

O ensaio do martelo de Schmidt permite estimar a resistência à compressão simples da matriz rochosa ou da superfície de uma descontinuidade, mediante uma correlação.

O martelo de Schmidt é um pequeno cilindro metálico que contém uma mola e uma ponta retrátil no seu interior, que quando comprimida contra uma superfície de uma descontinuidade provoca um ressalto (figura 15).



Figura 15 - Martelo de Schmidt, adaptada

(<https://www.google.pt/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjwu8Xs7uXJAhUHthoKHQSqBO0QjRwIBw&url=http%3A%2F%2Fpt.made-in-china.com%2Fmanufacturers%2Fschmidt-hammer.html&bvm=bv.110151844,d.d2s&psig=AFQjCNFX16QfC64PKYLIH1Ur8FvkK3UJiQ&ust=1450543692544597>, 2015)

Para a realização deste ensaio deve-se colocar o martelo na perpendicular ao plano onde se vai efetuar a medição e de seguida pressiona-lo (figura 16). Em função da dureza ou da resistência da rocha a mola é mais ou menos tracionada.



Figura 16 - Ilustração da colocação do martelo de Schmidt, adaptada (https://www.google.pt/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwj0qd6u7-XJAhULCBoKHS0C1EQjRwIBQ&url=http%3A%2F%2Fpaginas.fe.up.pt%2F~geng%2Fge%2Fapontamentos%2FCap_3_GE.pdf&bvm=bv.110151844,d.d2s&psig=AFQjCNHeBA9yQYDx1EMuU-k1zRbp9c9Sgw&ust=1450543887845214, 2015)

Por cada família de descontinuidades deve-se realizar 10 ensaios e o valor usado será a média dos 5 maiores valores de ressaltos obtidos, ressalto médio (também designado por resistência de Schmidt).

A resistência a compressão (JCS) é obtida através da leitura de um diagrama de conversões. Os valores obtidos experimentalmente correlacionam-se mediante o “abaco” de Deere & Miller (1968) (figura 17), que tem em conta a densidade da rocha (γ) em KN/m^3 , com a resistência à compressão simples em função da inclinação do martelo face ao plano onde se faz o ensaio e o valor obtido experimentalmente (Vallejo et al., 2002).

Na abcissa representa-se o valor da Dureza de Schmidt (parâmetro adimensional), numa das diferentes escalas existentes, de acordo com a posição em que é utilizado o martelo.

A obtenção do valor de resistência à compressão simples é obtida do seguinte modo:

1. Em função da inclinação do martelo, entra-se com o valor médio obtido com o martelo, traça-se uma linha, desde o eixo das abcissas até à linha correspondente ao valor da densidade da rocha estudada;

2. A partir anterior, traça-se uma linha horizontal que intersesta o eixo das ordenadas, obtendo dessa forma o valor da resistência à compressão simples da rocha.

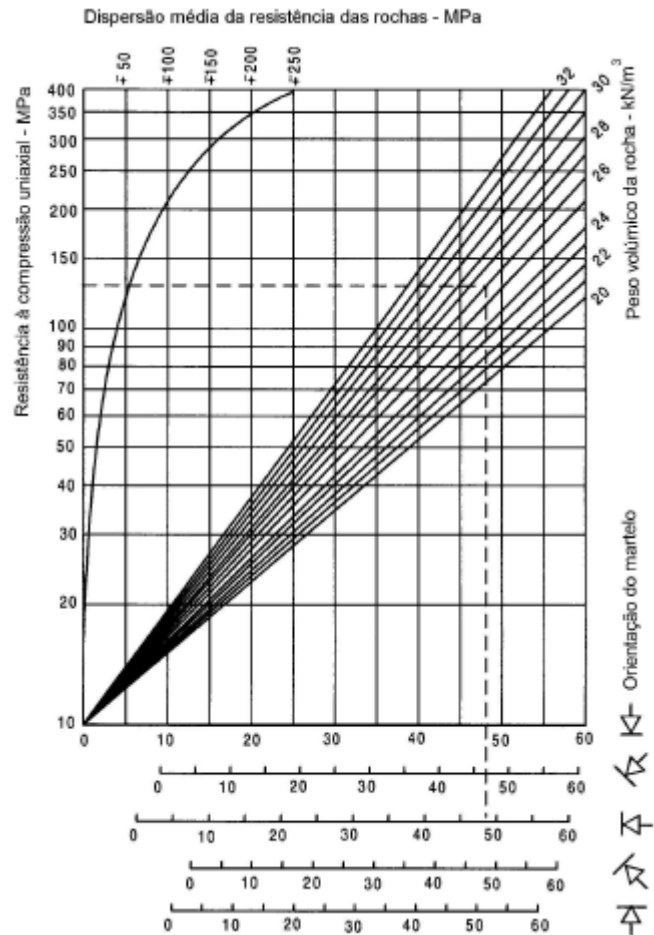


Figura 17 - Ábaco para determinação da resistência simples a partir do ensaio do martelo de Schmidt, adaptado de Hoek & Bray (1981)

Capítulo 3 : Representação gráfica dos dados geológicos

A primeira fase envolve a análise de mapas da geologia regional e fotografias aéreas. A análise preliminar destes dados permite compreender quais os planos críticos que requerem uma análise mais detalhada.

A segunda etapa envolve uma análise mais detalhada das características geológicas das regiões críticas e podem exigir perfurações especiais fora do corpo do minério, escavação de poços ou galerias para mapeamento detalhado e ensaios mecânicos (Hoek & Bray, 1981).

3.1 Métodos de representação

Após a recolha dos dados é necessário interpreta-los. Um dos aspetos mais importantes na análise da estabilidade dos maciços é a apresentação dos dados geológicos. Os dados devem ser apresentados em sistemas de fácil compreensão e de rápida avaliação. A representação das descontinuidades pode ser feita em mapas ou em blocos diagramas. Nalguns casos não é possível reconhecer as famílias de descontinuidades ou avaliar a orientação dominante, assim torna-se necessário recorrer à análise estatística.

A representação gráfica mais utilizada é a projeção estereográfica. Esta ferramenta tem sido bastante utilizada no campo da geologia estrutural e mais recentemente em problemas de engenharia. As bases dos métodos e as suas aplicações práticas são descritas por vários autores tais como Goodman (1976), Hoek & Bray (1981) e Priest (1980, 1985).

3.1.1 Projeção Hemisférica

A projeção hemisférica é um método de representação gráfica e análise das relações bi-dimensionais entre planos e retas num diagrama tri-dimensional.

Todas as formas de projeção hemisférica usam uma esfera imaginária como modelo básico (Simons et al., 2001).

São utilizados dois métodos de projeção:

1. Projeção igual ângulo - Esta projeção preserva com precisão as relações angulares entre os elementos.
2. Projeção igual área - Esta projeção preserva a distribuição espacial das características dos elementos.

3.1.1.1 Projeção igual ângulo ou Wulff

A projeção igual ângulo está representada na figura 18, através de uma secção vertical de uma esfera imaginária. Se uma linha com determinada orientação α e com inclinação β , intersesta a esfera de referência no ponto P' , a projeção deste ponto é alcançada através de um desenho de uma linha a partir do ponto P para o ponto T , que se situa sobre a vertical do ponto O . Da projeção de P' ocorre P , onde $P'T$ passa através do plano de projeção (Simons et al., 2001).

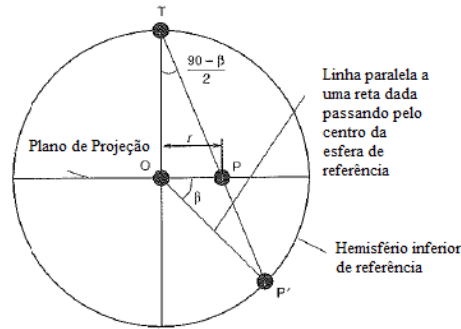


Figura 18 - Corte de uma seção vertical de uma esfera de referência, ilustrando a projecção igual ângulo, adaptada Simons et al. (2001)

A relação entre a distância radial ($r = OP$) é dada através do raio de referência da esfera R e a inclinação da linha β :

$$r = R \tan \frac{90 - \beta}{2}$$

3.1.2 Projeção igual área ou Schmidt

A figura 19 mostra através de uma esfera imaginária como se construi uma projeção de igual área. Se uma linha com determinado azimuth α e com inclinação β ao interseccionar a esfera de referência no ponto P' , a projeção deste ponto é conseguida pela rotação do ponto P' para B , que se situa abaixo do centro (O) sobre o ponto B até ficar na horizontal. Da projeção de P' ocorre P'' onde o arco desenhado por BP' se encontra na horizontal com o plano da projeção (Simons et al., 2001).

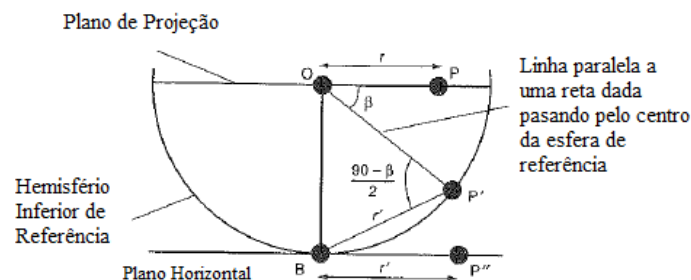


Figura 19 - Corte de uma seção vertical de uma esfera de referência, ilustrando a projecção igual área, adaptada Simons et al. (2001)

A relação entre a distância radial r' (igual BP''), é dada pelo raio da esfera de referência R e pela inclinação da linha:

$$R' = 2R \cos \frac{90 + \beta}{2}$$

Quando $\beta = 0^\circ$, $r = 2R \cos 45^\circ = R\sqrt{2}$. Isto significa que o raio da projeção resultante é maior do que o raio da esfera por um fator $\sqrt{2}$. O ponto P'' é transferido para o ponto P , que está localizado a uma distância radial $r = \frac{r'}{\sqrt{2}}$ a partir do centro da esfera de referência, portanto,

$$r = R\sqrt{2} \cos \frac{90 + \beta}{2}$$

A esfera está organizada para que um dado plano passe através do seu centro. A interseção do plano com a superfície da esfera é um círculo maior, que corresponde ao perímetro da área a branco da Figura 20. A reta perpendicular ao plano que passa pelo centro da esfera intersesta-a em dois pontos diametralmente opostos designados por *pólos* do plano. O círculo maior e os pólos que representam o plano surgem na parte superior e inferior da esfera, mas só será necessário um hemisfério para representar e trabalhar os dados do plano.

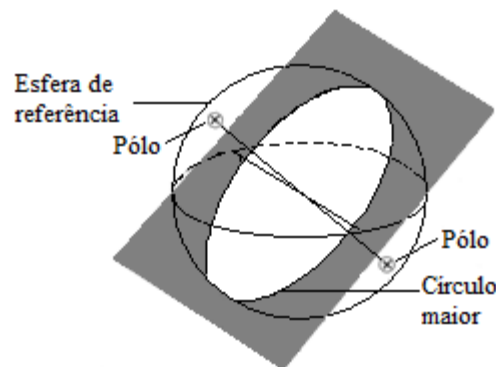


Figura 20 - Ilustração do círculo maior e dos pólos, adaptada Simons et al. (2001)

Capítulo 4 : Taludes

A construção de taludes encontra-se em muitos casos associada a obras de infraestruturas lineares, como rodovias e ferrovias. Decorre-se a este tipo de construção quando se pretende alcançar uma determinada profundidade (taludes de escavação), ou quando se pretende atingir uma certa elevação (taludes em aterro).

Na fase inicial do projeto é necessário realizar investigações in situ, ou seja, deve-se fazer um reconhecimento geológico e geotécnico do terreno. Este reconhecimento pode ser feito através de sondagens com testemunho (para a realização de ensaios laboratoriais), poços (para colheita de amostras e observação dos materiais), instalação de piezómetros (para conhecer o posicionamento do nível freático) e sísmica de reflexão (para estimar a ripabilidade dos materiais).

4.1 Construção do talude

Um maciço rochoso pode-se tornar instável ou perigoso devido:

1. Deslizamento de blocos (isto é rotura planar, toppling ou cunha)
2. Queda de blocos
3. Toppling de blocos

É possível minimizar estes riscos, através da otimização e dimensionamento do talude, como a altura, o ângulo e a orientação do talude. Assim, podemos utilizar bons métodos de construção de forma a não enfraquecer a massa rochosa.

Normalmente, também são tomadas medidas para minimizar a deterioração do talude de forma a garantir uma vida razoável do projeto (Simons et al., 2001).

4.1.1 Construção

Através da adoção de métodos mais adequados de construção, dentro da conceção global de estabilidade a longo prazo, pode-se considerar a construção da seguinte forma (Simons et al., 2001):

1. Limpeza superficial
2. Escavação mecânica (escavadoras e rippers)
3. Explosivos
4. Introdução de banquetas

4.1.1.1 Limpeza superficial

Refere-se à remoção de blocos soltos ou salientes. É realizado na região acima da escavação com o objetivo de minimizar a queda de blocos, durante e após a construção (Simons et al., 2001).

4.1.1.2 Escavação mecânica

A escavação é feita com auxílio de meios mecânicos nomeadamente, retroescavadoras, giratórias (figura 21), ripper (figura 22) e martelos pneumáticos (figura 23).



Figura 21 - Retroescavadora, adaptada
(https://www.google.pt/imgres?imgurl=http://www.abolsamia.pt/images/usados/19729.jpg&imgrefurl=http://www.abolsamia.pt/ads-ocasion.php?ad_type%3D%26ad_brand%3D463&h=384&w=640&tbnid=YyL-yT8iARui0M:&docid=hoc0yeQa2pmNzM&ei=YjF0VqTlI4vXUeCQv_AM&tbm=isch&ved=0ahUKEwiknrq05-XJAhWLaxQKHWDID84QMwhVKDMwMw, 2015)



Figura 22 – Ripper, adaptada
(https://www.google.pt/imgres?imgurl=http://www.werkbrau.com/img/products/12/excavator_ripper0.jpg&imgrefurl=http://www.werkbrau.com/attachment-products/12&h=273&w=366&tbnid=ql0ne1D4EAHODM:&docid=btxx-H0DxEenYM&ei=uTF0VrjGHcuqUYu6qvgK&tbm=isch&ved=0ahUKEwj4hvLd5-XJAhVLVRQKHQudCq8QMwiQAShWMFY, 2015)



Figura 23 -Martelo pneumático, adaptada
(<https://www.google.pt/imgres?imgurl=http://cowdinsa.com/uploads/Image/NOVEDADESeventos/DX225%252520con%252520Martillo%252520low.JPG&imgrefurl=http://www.cowdinsa.com/br/novidades-e-eventos/dx225lc-v-com-martelo-em-catamarca---bigotti-e-zanier-sa.html&h=389&w=519&tbnid=7e54IH61Q3KpvM:&docid=KefWTKLaLA1wfm&ei=vDJ0VsicO8XkUZ6HgvgG&tbm=isch>, 2015)

4.1.1.3 Explosivos

A quantidade de rocha que se pretende remover durante a escavação depende do método adotado. É usado em todo o tipo de rochas, em rochas resistente, em rochas altamente fraturadas e em rochas menos resistentes. Nos casos em que a escavação não é possível através de uma máquina escavadora devem ser usados explosivos. O objetivo é fragmentar a rocha dentro da escavação e preservar o que se encontra além dela na mais sólida condição possível. Os resultados da detonação são contornos irregulares, saliências e extensas fraturas na crista do talude. Os danos provocados pela detonação, podem levar a um maior dimensionamento, relativamente a escavação e aos custos de manutenção. As forças de tração surgem após a energia libertada, ou seja, após a explosão. A onda de compressão libertada vai propagar-se em todas as direções e quando atinge uma superfície livre é refletida, originando ondas de tração no interior do maciço, igualmente responsáveis pela fraturação (Vaz, 2008). A onda de choque produzida e a pressão dos gases libertados vão expandir as paredes dos furos produzindo assim as fraturas na rocha envolvente (Mohanty, 1996). Que permite a infiltração da água de superfície e pode causar pressões no solo desfavoráveis.

Segundo Gomes, Galiza & Vieira (2006), os fatores que podem afetar a detonação por explosivos são os seguintes:

Estado de fracturação natural do maciço – é o único fator incontrolável. Tem a ver com a atitude, a continuidade, o espaçamento das fraturas, a plasticidade, a presença de água, a fraturação e as falhas. Apesar de incontrolável, o técnico responsável pelo rebentamento com explosivos deve ser capaz de avaliar as circunstâncias em que se realiza cada rebentamento e ajustar os

parâmetros do diagrama de fogo de modo a contrariar o efeito negativo das características geológicas locais;

Caraterísticas físico-mecânicas do maciço rochoso – são as caraterísticas de resistência de rotura à compressão e tração, densidade, velocidade sísmica, dureza e fragilidade do maciço rochoso. São caraterísticas importantes para se identificar o tipo de maciço rochoso, uma vez que, quanto maior for a resistência de rotura à tração, maior será a energia necessária para o desmontar. O mesmo acontece em relação à perfuração que iremos ter mais ou menos dificuldade em perfurar a rocha consoante o seu grau de dureza;

A detonação controlada envolve perfuração estreitamente espaçada, furos cuidadosamente alinhados, que são carregados com uma carga explosiva e a detonação é feita numa sequência específica em relação à explosão principal.

Carga específica – é a quantidade de explosivo (kg) utilizado para desmontar um metro cúbico de rocha (m³). Quanto maior a carga específica mais fragmentada irá ficar a rocha, mas maior será a probabilidade de projeções. A carga específica pode ser calculada da seguinte forma:

$$q = \frac{n \times Qt}{n \times E \times V \times K}$$

Onde:

q – consumo específico de explosivo;

n – número de furos;

Qt – peso total da carga por furo;

E – espaçamento entre furos;

V – distância à frente;

K – altura de bancada;

Perfuração específica – é a quantidade de metros de furo (m) realizados por metro cúbico de rocha (m³). Quanto maior o diâmetro de perfuração, menor será a perfuração específica, já que possibilita o aumento de concentração de carga. No entanto o risco de maiores projeções e vibrações aumenta. Pode-se calcular a perfuração específica segundo a seguinte equação:

$$b_1 = \frac{n \times H}{n \times E \times V \times K}$$

Em que b_1 representa a perfuração específica e H representa o comprimento do furo;

4.1.1.4 Introdução de banquetas

A altura adequada para controlo de estabilização durante o tempo de vida útil de um talude não deve exceder os 10m. A altura dos panos deve ser feita de modo a se obter o melhor enquadramento das pregagens, caso existam (Simons et al., 2001).

Assim é comum introduzir-se banquetas de equilíbrio com os seguintes objetivos:

1. Limitar a altura da bancada (10m);
2. Reduzir a inclinação global do talude completo;
3. Facilitar a drenagem;
4. Reter possíveis quedas de blocos;
5. Permitir o acesso a qualquer zona do talude para eventuais reparações.

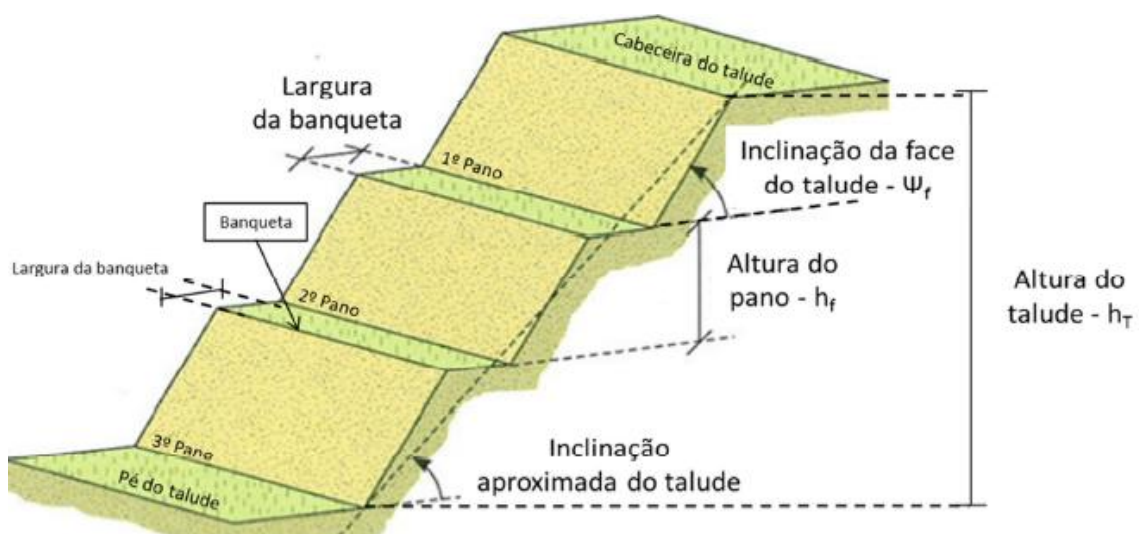


Figura 24 - Introdução de banquetas, adaptada Vallejo et al. (2002)

4.2 Tipos de instabilidade em taludes

Os diferentes tipos de roturas estão intimamente ligados ao tipo de estruturas geológicas. Uma massa rochosa pode apresentar uma ou mais formas de rotura dependendo dos seguintes fatores (Simons et al., 2001):

1. Presença ou ausência de descontinuidades
2. Orientação das famílias de descontinuidades em relação a face natural ou à face escavada.
3. O espaçamento das descontinuidades numa ou em três dimensões
4. A tensão de corte das paredes das descontinuidades
5. Persistência das descontinuidades

Nos três tipos de instabilidade, Planar, Cunha e Toppling, o modo de rotura depende da interação da orientação das descontinuidades face à orientação da face do talude. Através da análise cinemática é possível identificar potenciais formas de rotura (Hoek & Bray, 1981).

4.2.1 Rotura Planar

Na rotura planar, o movimento dos blocos envolve o deslocamento de massas rochosas ao longo de uma ou mais superfícies sub-paralelas entre si (Hoek & Bray 1981). Para ocorrer o movimento, devem ser satisfeitas e seguintes condições básicas:

1. A superfície de descontinuidades deve aflorar na superfície do talude;
2. A direção da inclinação do plano α_p onde ocorre o deslizamento é aproximadamente paralela à direção da inclinação da face do talude α_f , podendo ter uma diferença máxima de 20°;

$$|\alpha_f - \alpha_p| \leq 20^\circ$$

3. O plano de rotura emerge na face do talude, ou seja, a inclinação do plano de rotura da descontinuidade deve ser menor que a inclinação da face do talude, isto é $\psi_f > \psi_p$.

Para que exista rotura é necessário que um bloco distinto se destaque, tornando obrigatória a existência de descontinuidades laterais perpendiculares à face do talude, permitindo assim a livre rotura do bloco. Hoek & Bray (*op. cit.*) acrescentam que para que ocorra uma rotura planar em condições drenadas, o ângulo de inclinação da descontinuidade ao longo do qual se dá a rotura do plano deve ser maior que o ângulo de atrito (isto é $\psi_p > \phi$).

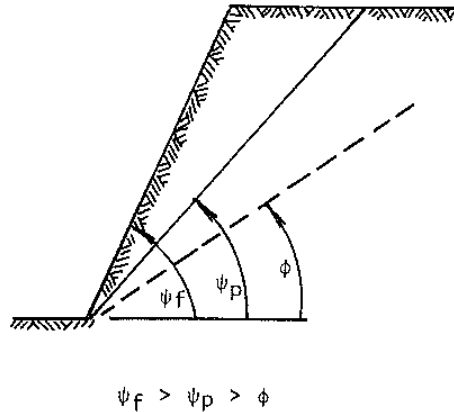


Figura 25 - Representação da inclinação do plano da face do talude ψ_f , inclinação do plano da descontinuidade ψ_p , e do ângulo de atrito ϕ , Hoek e Bray (1981)

A existência de superfícies de liberação lateral (figura 26) presentes no maciço, definem os limites laterais de deslizamento.

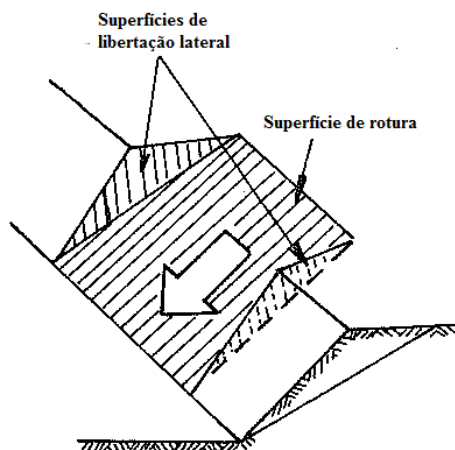


Figura 26 - Ilustração da superfície de liberação lateral e da superfície de rotura, Hoek & Bray (1981)

Este tipo de rotura também ocorre por ação da pressão intersticial e das acelerações sísmicas. O volume de rocha deslocado é ditado pela persistência das descontinuidades. Estas, nos casos mais

extremos, podem justificar a movimentação de milhares de metros cúbicos de rocha numa só rotura.

Este tipo de rotura é rara em taludes, porque só ocasionalmente se reúnem todas as condições geométricas requeridas para a produzir, pelo que muitas vezes é considerada como um caso especial de rotura por cunha (Hoek & Bray, 1981).

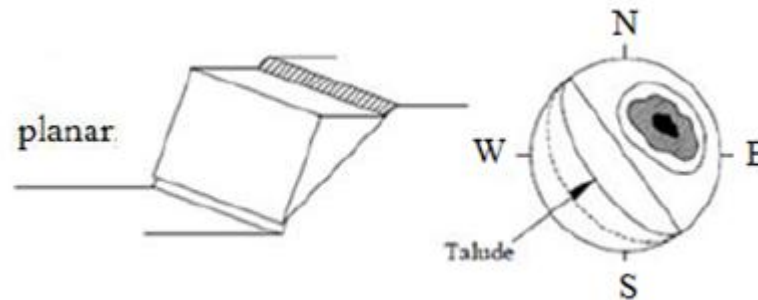


Figura 27 - Rotura planar, esquema de rotura do maciço (à esquerda) e a sua representação estereográfica (à direita), adaptada Hoek & Bray (1981)

4.2.2 Rotura por cunha

Formada por dois planos de descontinuidades com direções divergentes que, ao se intersectarem, formam um bloco em forma de cunha.

Para que ocorra a rotura é necessário que se cumpram os seguintes requisitos:

1. A linha de interseção dos dois planos deve aflorar na superfície do talude;
2. A direção de inclinação da interseção α_i deve estar, a 25° da direção de inclinação da face do talude;

$$|\alpha_f - \alpha_i| \leq 25^\circ$$

3. A inclinação da face do talude ψ_f tem que ser superior à inclinação da linha de interseção ψ_i e ao ângulo de atrito ϕ .

$$\psi_f > \psi_i > \phi$$

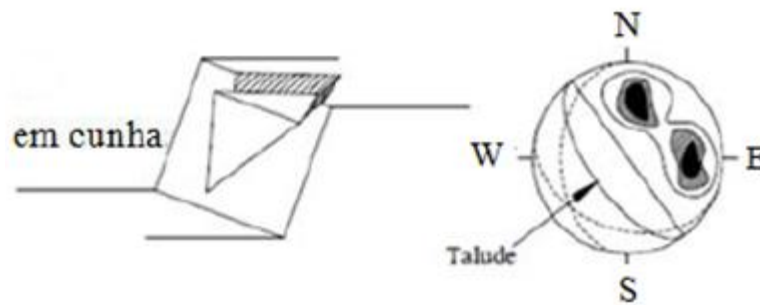


Figura 28 - Rotura em cunha, esquema de rotura do maciço (à esquerda) e projeção estereográfica (à direita), adaptada Hoek & Bray (1981)

É uma forma de rotura típica em maciços rochosos com várias famílias de descontinuidades, cujas orientações, espaçamentos e persistências vão determinar a forma e volume da cunha (figura 28). A velocidade com que ocorrem estas roturas é normalmente rápida, podendo causar danos elevados, principalmente quando o bloco se desprende de alturas elevadas. A linha de interseção dos dois planos deve aflorar na superfície do talude (Hoek & Bray 1981).

4.2.3 Rotura por toppling

A rotura por toppling envolve a rotação de colunas ou blocos de rocha sobre uma base fixa, tendo de existir uma família de descontinuidades paralela ou subparalela à direção do talude, com inclinação contrária à do mesmo (Hoek & Bray, *op. cit.*).

Para que aconteça a rotura por rotação são necessárias as seguintes condições:

1. A direção da inclinação do plano de rotura α_p , deve ter desvio máximo de 30° relativamente à direção de inclinação do talude α_f ;

$$|\alpha_f - \alpha_p| < 30^\circ$$

2. A inclinação do plano de descontinuidades ψ_p tem de ser perpendicular à inclinação da face do talude ψ_f e superior ao ângulo de atrito ϕ .

$$|90 - \psi_p| < |\psi_f - \phi|$$

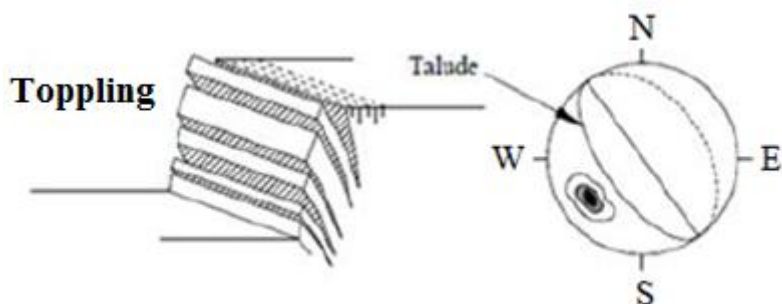


Figura 29 - Rotura toppling: esquema de rotura toppling (à esquerda) e sua representação estereográfica (à direita), adaptada Hoek & Bray (1981)

O toppling pode originar também deslizamentos, podendo algumas vezes existir uma inclinação progressiva do talude sem existir colapso (Varnes, 1978). O material rocha que se desprende do talude, desloca-se para a frente do mesmo, movimentando-se rapidamente pela face do talude, podendo fraturar-se, rolar e deslizar (figura 29). Este movimento está relacionado com as ações da força gravítica, forças exercidas por blocos adjacentes, pela ação da coluna de água no interior das descontinuidades abertas ou pela atuação de forças tectónicas.

4.3 Análise cinemática

A análise cinemática é representada graficamente através da utilização de rede estereográfica que pode ser definida como uma rede circular utilizada para a representação dos planos de descontinuidades. Estes planos podem ser representados numa rede estereográfica como pólos ou vetores. Recorrendo à projeção estereográfica é possível definir as famílias de descontinuidades que compartimentam o talude, a partir das orientações das diversas descontinuidades medidas. Uma família de descontinuidades particular é representada através de uma nuvem de pontos, cada um representando o pólo de uma descontinuidade. Existem várias técnicas pelas quais se pode identificar a família de descontinuidade; dando como exemplo os seguintes dois métodos:

1. Escolher como orientação da família a descontinuidade dentro da nuvem de pólos com maior densidade de representação;
2. Executar uma média entre a direção e inclinação das descontinuidades que se encontram dentro da nuvem dos pólos, existindo equações para este efeito (Borradaile, 2003).

Para avaliar o modo de rotura e qual as suas repercussões no mundo real, deve ser tomado em consideração o ângulo de atrito dos planos das descontinuidades que cortam o talude, sendo aquele representado na rede estereográfica como um círculo de ângulo igual ao ângulo de atrito

(Hoek & Bray, *op. cit.*). A zona de interseção entre ângulo de atrito, plano do talude e plano da família da descontinuidade ou descontinuidades, vai dar uma zona onde existe potencial para a rotura acontecer. Nas Figuras 30 e 31 ilustram-se as representações estereográficas dos modos de rotura em planar e em cunha.

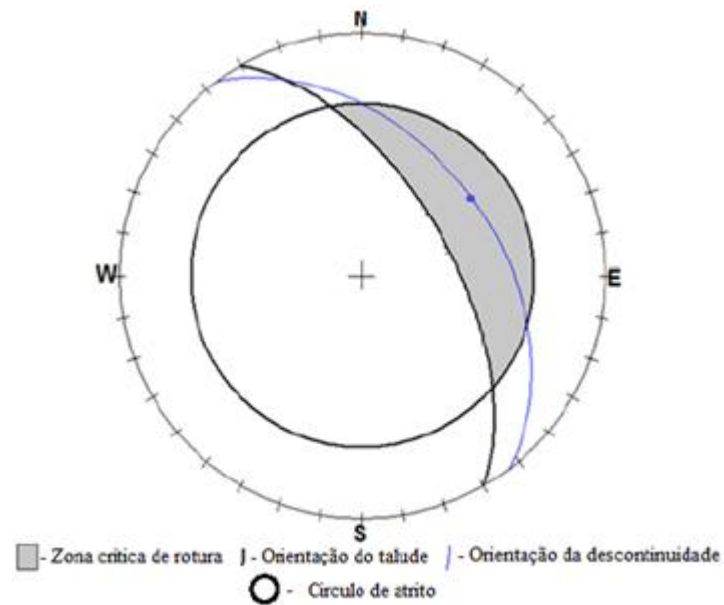


Figura 30 - Representação de uma rotura planar (programa RockPack III)

Se o ponto médio do plano da descontinuidade, isto é o ponto correspondente à inclinação máxima do plano da descontinuidade encontra-se dentro da zona crítica, existem condições para uma potencial rotura planar.

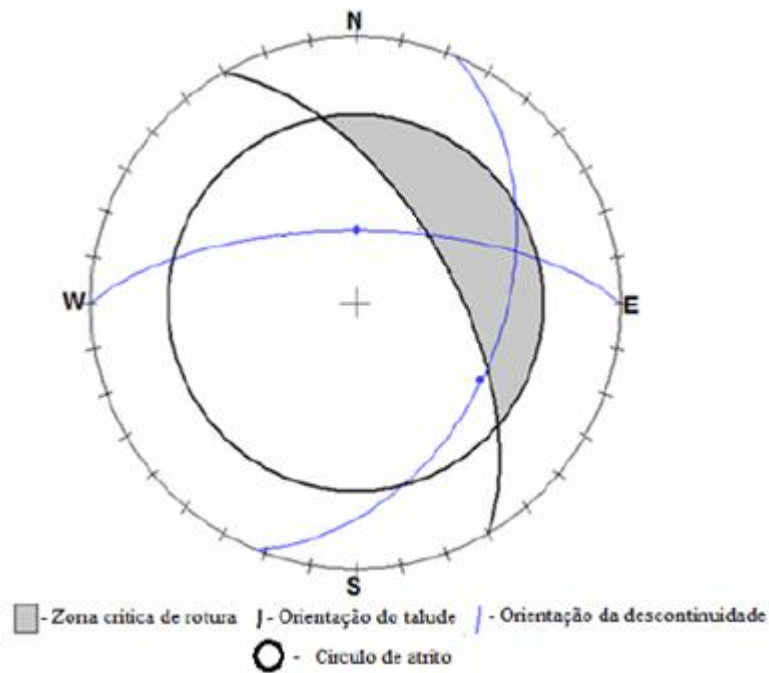


Figura 31 - Representação de uma rotura por cunha (programa RockPack III)

A interseção de dois planos de descontinuidades dentro da zona crítica, comprova a possibilidade de ocorrer rotura por cunha.

4.4 Métodos de análise de estabilidade

Quando um talude é considerado como potencialmente instável deve-se adotar um coeficiente de segurança (FS) adequado. Este tipo de análise permite definir a geometria de escavação ou as forças externas que devem ser aplicadas para que se possa alcançar o fator de segurança pretendido.

Estes métodos baseiam-se em aproximações físico-matemáticas onde intervêm as forças estabilizadoras e as forças desestabilizadoras que atuam sobre o talude e determinam o seu comportamento e as condições de estabilidade (Vallejo et al., 2002). As técnicas de análise podem ser divididas em dois grandes grupos, isto é, nos métodos probabilísticos e nos métodos determinísticos.

Aplicação dos métodos probabilísticos requer o conhecimento das distribuições de probabilidade ou das funções de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias associadas ao problema.

As análises determinísticas são realizadas em função do fator de segurança e baseiam-se em parâmetros físicos e resistentes dos materiais. Este método pode ainda se dividir em: métodos de equilíbrio-limite e métodos de tensão-deformação.

4.4.1 Método de equilíbrio limite

Os métodos de equilíbrio limite consistem na análise do equilíbrio de uma massa que se encontra em condições de rotura, comparando as forças com estabilizadoras (forças que resistem ao movimento) com as forças instabilizadoras ao longo de uma determinada superfície de rotura.

Estes métodos baseiam-se na definição do critério de Mohr Coulomb ou de Barton & Choubey (1977) e na seleção de uma superfície crítica do talude, com o propósito de estimar uma fator de segurança (Vallejo et al., 2002).

A determinação do fator de segurança pode ser feita de duas formas:

1. Equilíbrio das forças:

$$FS = \frac{\Sigma \text{forças estabilizadoras}}{\Sigma \text{forças instabilizadoras}} = 1$$

2. Equilíbrio dos momentos:

$$FS = \frac{\Sigma \text{momentos estabilizadores}}{\Sigma \text{momentos instabilizadores}} = 1$$

O cálculo do fator de segurança através do equilíbrio das forças é aplicado em movimentos rotacionais e translacionais, cuja rotura ocorre ao longo de uma superfície planar ou poligonal. O cálculo do fator de segurança através do equilíbrio dos momentos é aplicado em análises rotacionais, cuja superfície de rotura é circular.

Quando o talude está no ponto de rotura, existe uma condição de equilíbrio limite, em que as forças estabilizadoras e as forças instabilizadoras são iguais e o fator de segurança $FS = 1$. Quando o talude é estável, as forças de estabilizadoras são maiores do que as forças instabilizadoras e o valor do fator de segurança irá ser maior do que a unidade. Se FS for menor que 1, a rotura está instalada no talude.

4.4.2 Rotura planar

A rotura planar é o caso mais simples da análise de estabilidade. Para uma melhor compreensão é apresentado um esquema simplificado das forças que atuam sobre um bloco de rocha (figura 32).

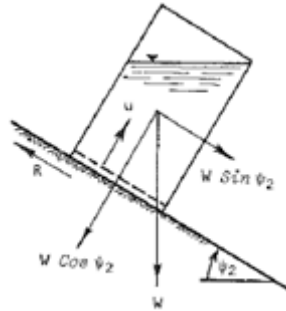


Figura 32 - Forças atuantes no deslizamento, Hoek & Bray (1981)

A força exercida pelo peso do bloco é constituída por duas componentes ($w \cos \psi_2$) que representa as forças estabilizadoras e ($w \sin \psi_2$) as forças desestabilizadoras.

A equação definida para o cálculo do fator de segurança é a seguinte:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_2 - U) \tan \phi}{W \sin \psi_2}$$

$$W = A \times \gamma_{\text{material}}$$

$$U = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times z_w \times A$$

Onde:

c - Coesão no plano de descontinuidade (kPa);

w - Peso próprio do bloco instável (kN/m);

ψ - Ângulo entre a horizontal e o plano de descontinuidade (inclinação da família de descontinuidade) (°);

U - Força total devido a pressão exercida pela água na superfície de descontinuidade (kN/m);

ϕ - Ângulo de atrito da descontinuidade (°);

γ - Peso volúmico do material (kN/m^3);

γ_w - Peso volúmico da água ($9,81 \text{ kN/m}^3$);

z_w - Cota do nível freático (m).

4.4.3 Rotura por cunha

Para análise de estabilidade para a rotura por cunha existem vários métodos. Hoek & Bray (1981) propuseram o cálculo do fator de segurança através de abacos ou através de métodos analíticos. Assim, devido a complexidade descrita, apenas se descreve o método supondo que não existe coesão e que o ângulo de atrito é igual nos dois planos de descontinuidade que formam a cunha.

Através do método analítico proposto por Hoek & Bray (1981) o fator de segurança pode obter-se a partir da seguinte equação (Vallejo et al., 2002).

$$FS = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{w \sin \psi}$$

$$R_A + R_B = \frac{w \cos \psi \sin \beta}{\sin \frac{1}{2\xi}}$$

Onde:

R_A e R_B - Forças exercidas nas duas superfícies de descontinuidade que formam a cunha (kN/m);

ξ - Ângulo de abertura da cunha ($^\circ$);

β - Ângulo entre a horizontal e $\frac{1}{2\xi}$ ($^\circ$);

4.4.4 Rotura toppling

Os tipos de rotura até agora discutidos, envolviam movimentos sob uma superfície de rotura. O cálculo do fator de segurança para estes mecanismo de rotura requer o conhecimento da tensão de corte da superfície de rotura (definido por c e ϕ). Existe um tipo de rotura que não pode ser analisado através dos métodos já descritos, mesmo que se conheça os parâmetros de resistência do material, este é o caso da rotura toppling (Hoek & Bray, 1981).

As condições para deslizamento ou tombamento são definidas na figura 33. As quatro regiões do diagrama são definidas da seguinte forma:

1. Região 1 – $\psi < \phi$ e $b/h > \tan \psi$, o bloco encontra-se estável não irá deslizar ou tombar.
2. Região 2 – $\psi > \phi$ e $b/h > \tan \psi$, o bloco só irá deslizar.
3. Região 3 – $\psi < \phi$ e $b/h < \tan \psi$, o bloco irá tombar mas não irá deslizar.
4. Região 4 – $\psi > \phi$ e $b/h < \tan \psi$, o bloco irá deslizar e tombar simultaneamente.

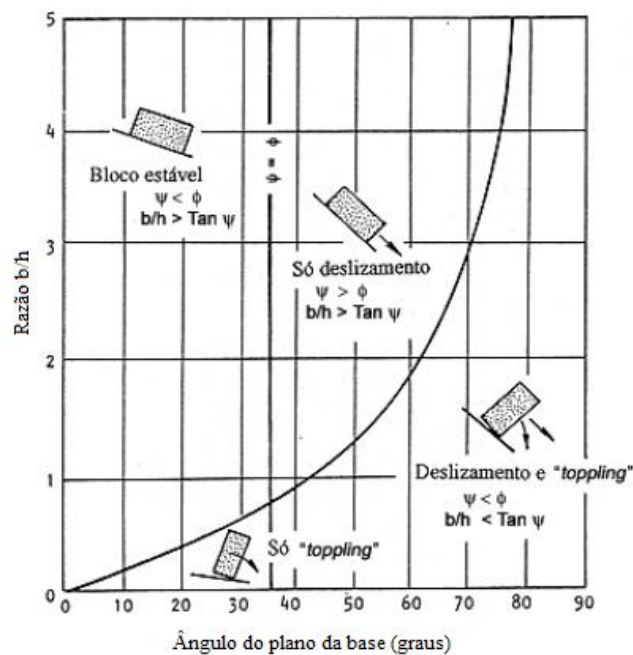


Figura 33 - Condições para o deslizamento e derrubamento de blocos num plano inclinado, adaptada Hoek & Bray (1981)

Para analisar a estabilidade do bloco, os métodos de equilíbrio limite só podem ser usados para as regiões 1 e 2, as regiões 3 e 4 para a direita da curva, não podem ser analisados (Hoek & Bray, 1981).

4.5 Estabilização e proteção de taludes

Caso o talude apresente um comportamento de instabilidade devem-se adotar medidas para a sua estabilização. Para aplicar estas medidas é necessário ter conhecimento das seguintes características (Vallejo et al., 2002).

1. As propriedades e o comportamento geomecânico dos materiais;
2. O mecanismo e a tipologia das roturas;

3. Os fatores geológicos, hidrogeológicos e outros fatores influentes na estabilidade do maciço;

Também se deve ter em conta os meios económicos disponíveis, os prazos para a realização da obra, a sua magnitude e dimensão.

4.5.1 Modificação da geometria do talude

A modificação da geometria de um talude consiste em variar a altura de cada pano, através da construção de banquetas e a inclinação do talude, de modo a obter-se o regime de equilíbrio.

4.5.2 Pregagens

Um dos meios mais eficazes para a estabilização de blocos é a instalação de elementos de contenção, nomeadamente pregagens. O objetivo das pregagens é melhorar a estabilidade do maciço. O uso de pregagens corresponde a uma técnica de reforço de terrenos que consiste na inclusão de elementos rígidos que reagem passivamente, quer mobilizando forças por aderência, quer oferecendo resistência à custa de momentos fletores absorvidos (Folque, 1989).

Estes elementos rígidos consistem, geralmente, em barras de aço, ou outros metais (Feijó, 2007), envolvidos por material ligante (em geral, calda de cimento), funcionam por tração e o reforço é obtido por aumento da resistência de corte. Estes elementos não são, pré-esforçados e são dispostos com espaçamento relativamente pequeno entre si, a quantidade e o tamanho dos pregos deve ser ajustada as condições encontradas.

De modo a potenciar o seu desempenho, as pregagens devem ser instaladas com a orientação dos máximos esforços de tração desenvolvidos no maciço, dado que estas inclusões serão praticamente ineficazes se dispostas segundo os esforços de compressão (*op. cit.*). Desta forma a colocação das pregagens é definida pelo tipo de malha, que pode ser em malha simples (figura 34) ou em quincôncio (figura 35).

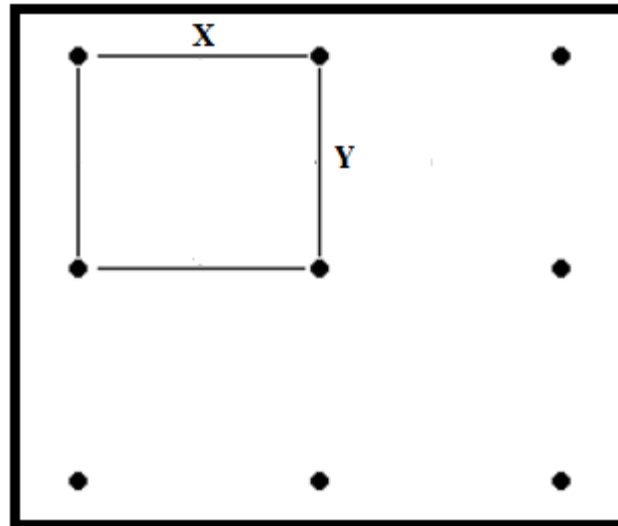


Figura 34 - Representação da malha simples

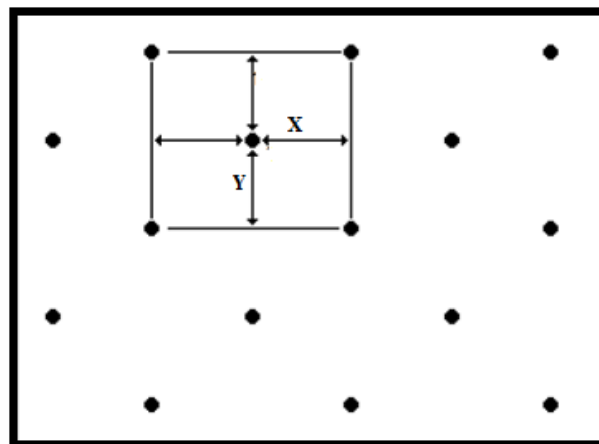


Figura 35 - Representação da malha em quincôncio

As pregagens podem dividir-se nos seguintes elementos: cabeça, trecho ancorado e trecho livre (Figura 36). A cabeça é o elemento que fica de fora do maciço, o trecho livre (de comprimento LL) fica entre o trecho ancorado e a cabeça de pregagem, o trecho ancorado (de comprimento L_b) é a extremidade que transmite as forças de tração ao maciço (Ortigao & Sayao, 1999).

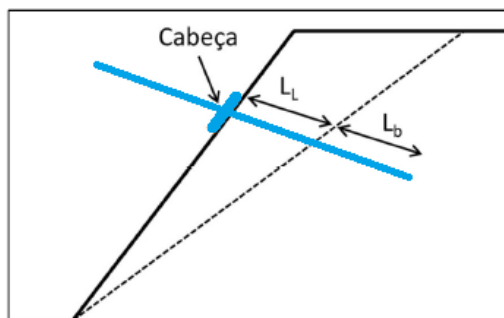


Figura 36 - Esquema de pregagem

As pregagens são geralmente aplicadas em paredes verticais (figura 37), ou em taludes com uma determinada inclinação (figura 38).

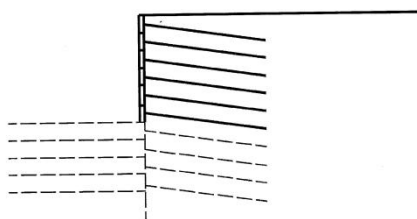


Figura 37 - Escavação com parede vertical, adaptada (EN 14490:2010 (E))

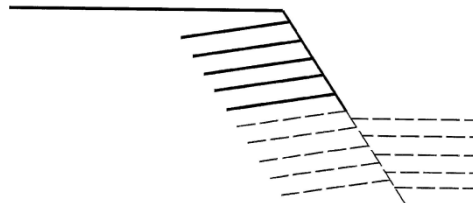


Figura 38 - Escavação com uma determinada inclinação, adaptada (EN 14490:2010 (E))

Quando se pretende realizar uma escavação, deve-se primeiramente realizar o desmonte, seguidamente devem ser feitas as pregagens de forma a não afetar as condições de estabilidade do maciço. Estas operações devem-se realizar de cima para baixo. As operações são descritas nas figuras que se seguem.

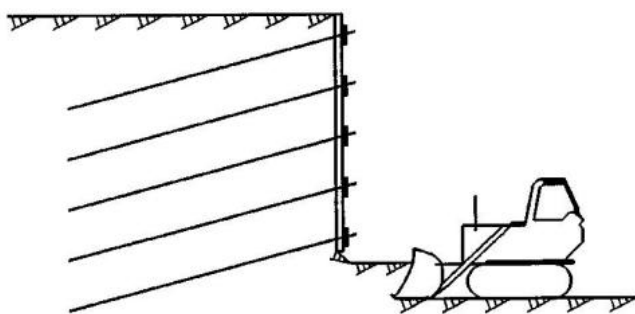


Figura 37 – Escavação, adaptada (EN 14490:2010 (E))

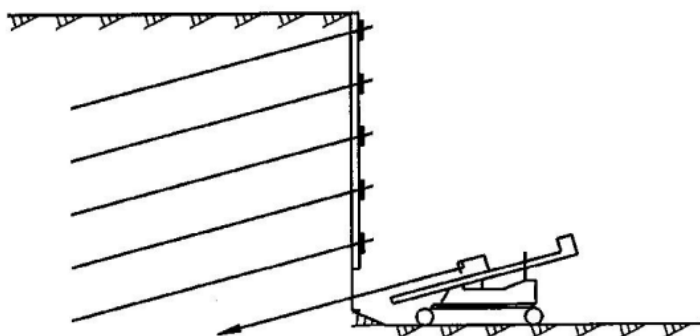


Figura 38 - Instalação de pregos, adaptada (EN 14490:2010 (E))

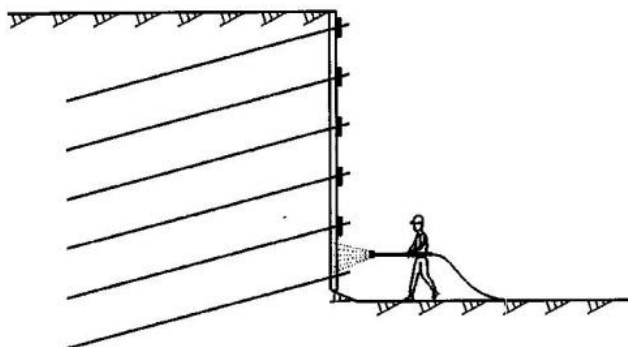


Figura 39 - Injeção de betão projetado, adaptada (EN 14490:2010 (E))

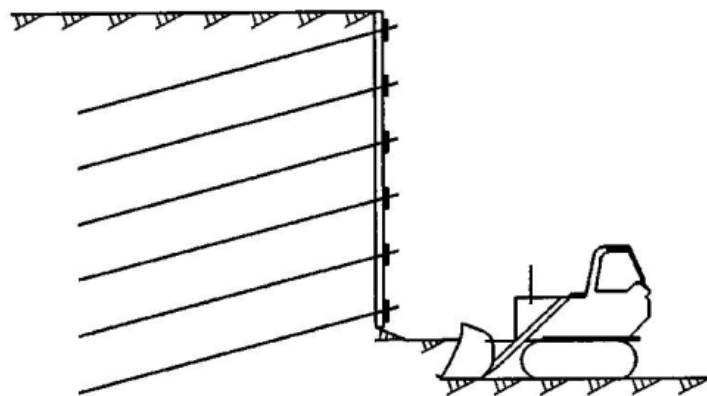


Figura 40 - Escavação seguinte, adaptada (EN 14490:2010 (E))

A escavação também pode ser feita recorrendo a banquetas, que provocam um aumento da estabilidade do talude (figura 43).

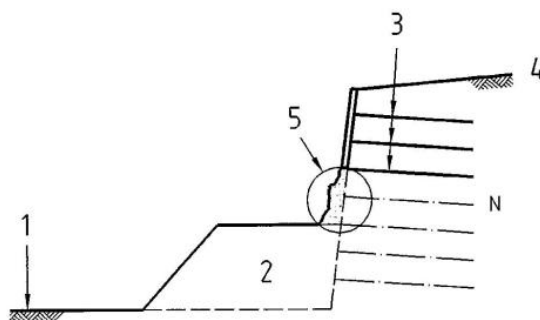


Figura 41- Escavação em massa para formar a banqueteta e a face do talude onde se pretende implantar pregagens, 1) escavação em massa, 2) formação da banqueteta, 3) instalação de pregos, 4) solo existente, 5) material que deve ser retirado para se alcançar a tolerância acordada antes de se efetuar a pregagem, adaptada (EN 14490:2010 (E))

4.5.3 Cálculo do fator de segurança

Para o cálculo do fator de segurança considera-se o bloco que se encontra em repouso sob um plano inclinado, sobre o bloco atua a força elevação U , a força V e uma pressão causada pela presença de água. No bloco é instalado um elemento de contenção (pregagem), para uma tensão de carga T , com um ângulo β em relação a horizontal, como mostra a figura 44. A componente de tensão T no elemento de contenção, é composta pela tensão que atua paralelamente ao plano $T \cos \beta$, enquanto a componente que atua sobre a superfície onde o bloco repousa é $T \sin \beta$ (Hoek & Bray (1981)).

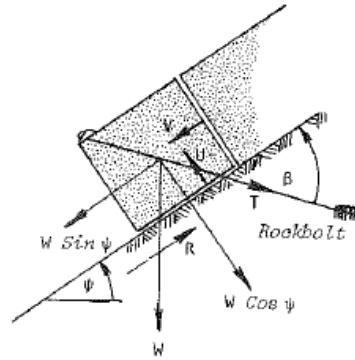


Figura 42 - Esquema ilustrativo de um bloco com o elemento de contenção e as forças resultantes, adaptada, Hoek & Bray (1981)

A condição de equilíbrio limite neste caso, é definida pela equação

$$W \sin \psi + V - T \cos \beta = cA + (W \cos \psi - U + T \sin \beta) \tan \phi$$

Esta equação mostra que a tensão do elemento de contenção reduz a força instabilizadora que atua para baixo, aumentando a força normal, ou seja, a resistência de atrito entre a base do bloco e o plano (Hoek & Bray, 1981).

Considerando o caso do bloco onde atuam as forças devido a pressão da água e que se encontra estável por meio de um elemento de contenção o fator de segurança é dado pela equação:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi - U + T \sin \beta) \tan \phi}{W \sin \psi + V - T \cos \beta}$$

4.5.4 Drenagem

A drenagem é muito importante e pode ser um forte auxiliar na estabilização de um talude. Um sistema deficiente da drenagem superficial pode levar à ocorrência de pressões hidrostáticas no interior do maciço e à diminuição da resistência ao corte das descontinuidades devido à infiltração de água, e pode causar erosão na face do talude devido ao efeito das águas de escorrência superficial.

A drenagem superficial pode incluir apenas valetas abertas ao longo da crista do talude bem como outras, descendentes pela face do mesmo, com espaçamentos regulares de maneira a evacuar rapidamente as águas de escorrência superficial (Vallejo et al., 2002).

Sistemas de drenagem utilizados numa estrutura de pregagens

A água é prejudicial para a estabilidade do talude, podendo provocar erosão no talude. Para minimizar a pressão de água, existem medidas essenciais que devem ser distinguidas:

1. Prevenção do escoamento superficial
2. Drenagem superficial
3. Drenagem subterrânea

Interseção de águas superficiais

Drenagem localizada acima da estrutura pregada (figura 45 e 46).

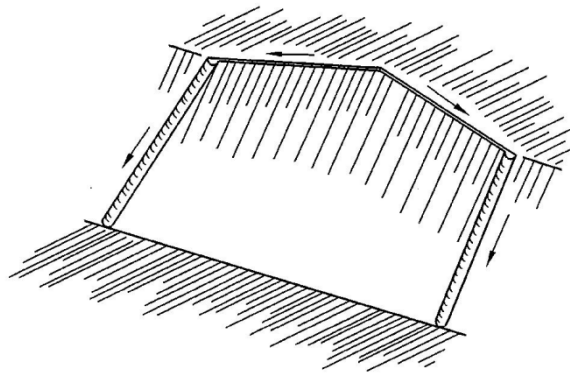


Figura 43 - Drenos localizados acima da estrutura pregada orientados para os extremos do talude, adaptada (EN 14490:2010 (E))

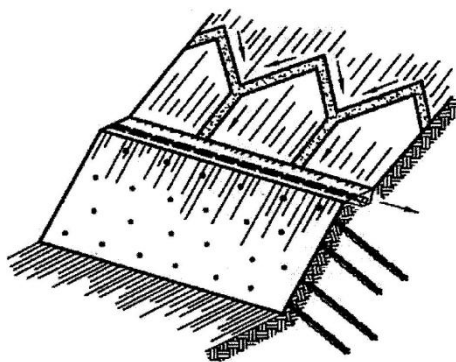


Figura 44 - Drenagem da superfície acima da estrutura pregada, com um canal de água e com drenos formando Y, adaptada (EN 14490:2010 (E))

A drenagem subterrânea só é necessária se for intersetada água.

O dreno normalmente contém um tubo perfurado, este é composto por um filtro de geotêxtil para impedir a penetração de finos. O número, o tamanho e o padrão dos tubos de drenagem depende da quantidade e do regime de água. A inclinação do dreno deve ser superior a 5% (figura 47).

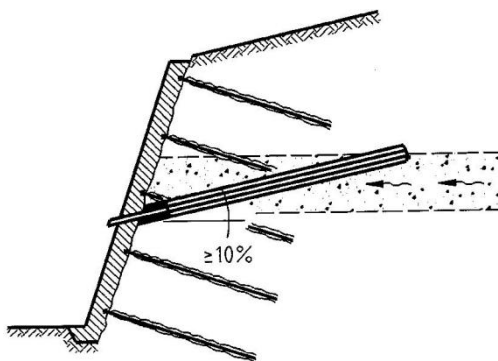


Figura 45 - Drenagem subterrânea, adaptada (EN 14490:2010 (E))

4.5.5 Medidas de proteção superficial

As medidas de proteção superficial são utilizadas para reter os blocos de rocha que se libertam do talude, reduzir a erosão e a meteorização e evita a entrada de água de escorrência no talude. A sua utilização é muito útil quando se está na presença de roturas em cunha ou toppling. As medidas mais frequentes consistem em:

1. Redes metálicas;



Figura 46 - Medidas de proteção superficial, rede metálica, Geoma (2015)

2. Betão projetado na face do talude;



Figura 47 - Colocação de betão projetado, adaptada (http://reabilitacaodeedificios.dashofer.pt/library/c9f0f895fb98ab9159f51fd0297e236d8/images/RAL15_fig15.jpg, 2015)

3. Construção de muros de revestimento no pé do talude;



Figura 48 - Colocação de muros de contenção no pé do talude, adaptada (<https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcQTG1aeVpJWReBP2JBT0BpFMS637CApd1a0qO5KabPIO-jWcsUXZA>, 2015)

4. Implementação de vegetação;



Figura 49 - Implementação de vegetação em taludes, adaptada (http://photos1.blogger.com/blogger/8114/2117/1600/workshop_de_EB_1.jpg, 2015)

5. Preenchimento de fissuras;
6. Impermeabilização.



Figura 50- Colocação de impermeabilização no talude ,adaptada (<https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcTChyLVntmOINFsKXy5u4cSox08abg3vfq6YXMVAuz7j8SVdEypQ>, 2015)

Capítulo 5 : Caso de estudo – Sublanço Nó de Ligação do IP4/Túnel do Marão

5.1 Enquadramento e objetivos

O projeto sublanço Nó de Ligação IP4/Túnel do Marão da autoestrada do Marão, A4/IP4 – Amarante/Vila Real, consiste na construção de uma rodovia.

Este troço é construído de raiz e desenvolve-se integralmente a sul do atual IP4. Adjacente à construção da rodovia está a construção de taludes em escavação. A obra tem uma extensão de 5 kms, o troço analisado nesta dissertação encontra-se entre o km 10+710 a 10+860.

5.1.1 Localização

A área em estudo localiza-se no concelho de Amarante, entre as freguesias de Ansiões e Aboadela (figura 53). Amarante é uma cidade portuguesa pertencente ao Distrito do Porto, região Norte e sub-região do Tâmega.

É sede de um município com 301,33 km² de área e 56 264 habitantes (segundo censos do INE 2011), subdividido em 26 freguesias. O município é limitado a norte pelo município de Celorico de Basto, a nordeste por Mondim de Basto, a leste por Vila Real e por Santa Marta de Penaguião, a sul por Baião, Marco de Canaveses e Penafiel, a oeste por Lousada e a noroeste por Felgueiras.

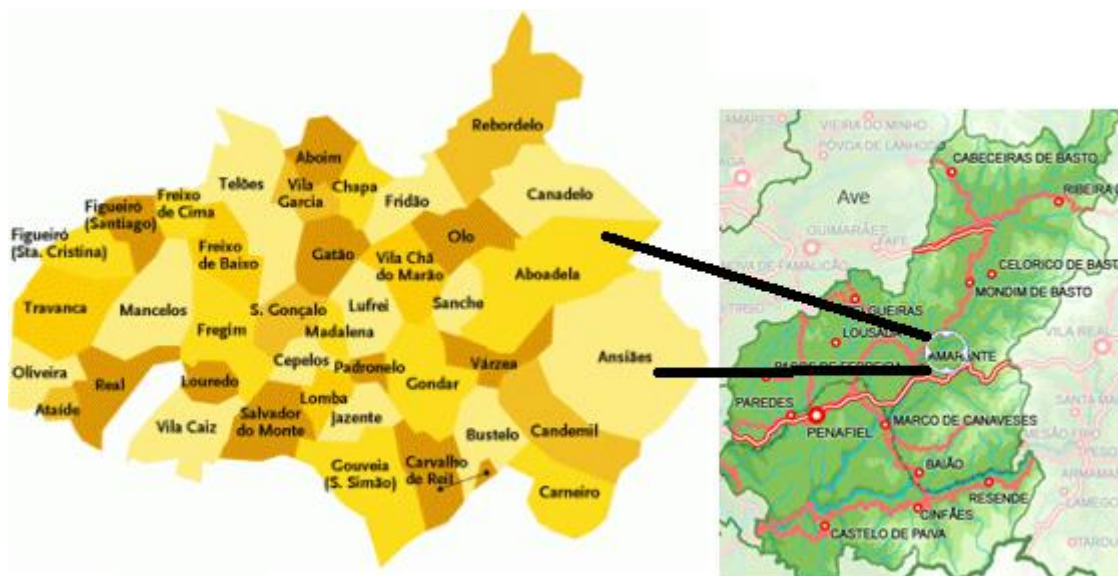


Figura 51 - Localização de Amarante e suas freguesias, adaptada (https://www.google.pt/imgres?imgurl=http://www.wikienergia.pt/~edp/images/thumb/0/01/Amarante.gif/350px-Amarante.gif&imgrefurl=http://www.wikienergia.pt/~edp/index.php?title%3DElectrifica%25C3%25A7%25C3%25A3o_do_concelho_de_Amarante&h=279&w=350&tbnid=nvxnVcsPRcR2YM:&docid=rytaDv4GRG5OTM&ei=4St0Vr-AAcL4ar6ej-AG&tbn=isch, 2015)

5.1.2 Clima

O clima em Amarante é caracterizado como quente e temperado. Nos meses de Verão a temperatura média é de 21.8 °C. No inverno as temperaturas são mais baixas rondando os 8.5 °C, sendo a temperatura média é de 15.1 °C (figura 54). O verão tem muito menos pluviosidade que o inverno. A média anual de pluviosidade é de 1067 mm (figura 55).

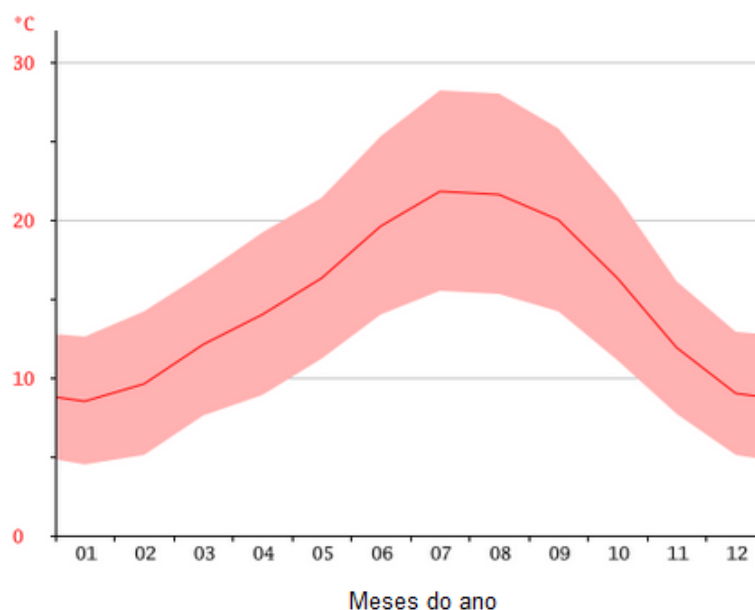


Figura 52 - Temperaturas médias anuais em Amarante ao longo dos meses do ano, adaptada (Edp Aproveitamento hidroeléctrico do Fridão, estudo de impacte ambiental, 2009)

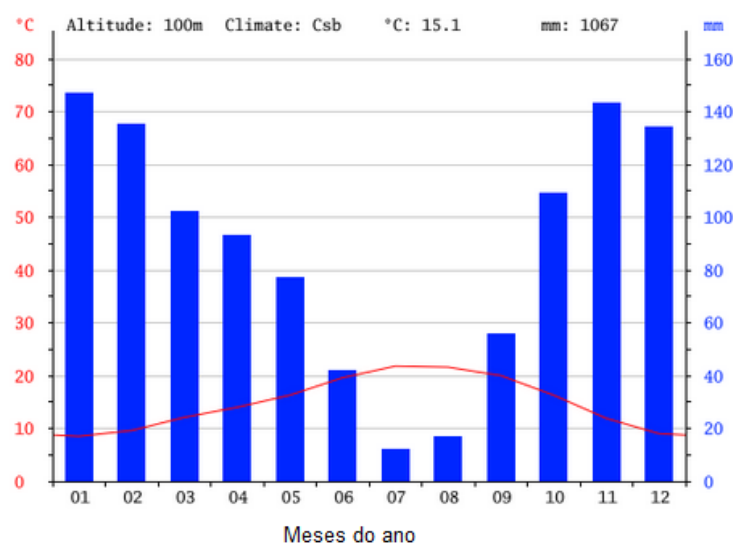


Figura 53 - Precipitação média em Amarante, ao longo dos meses do ano, adaptada (Edp Aproveitamento hidroeléctrico do Fridão, estudo de impacte ambiental, 2009)

5.1.3 Hidrogeologia

Os recursos hídricos subterrâneos distribuem-se no território nacional em função das ações geológicas. Desta forma, o território de Portugal Continental pode ser dividido em quatro unidades hidrogeológicas: Maciço Antigo, Orla Mesocenozóica Ocidental, Orla Mesocenozóica

Meridional e Bacia do Tejo-Sado composta por duas sub-unidades, a Bacia Terciária do Tejo e Sado e a Bacia de Alvalade.

A área em estudo é constituída, essencialmente, por terrenos de permeabilidade reduzida (rochas intrusivas, hercínicas, predominantemente graníticas) e de permeabilidade muito reduzida (xistos e grauvaques intensamente metamorfizados). Tratando-se de uma permeabilidade por fissuração e fraturação. Mesmo que o estado de fraturação e de alteração, atinga graus críticos, desenvolve-se uma permeabilidade intersticial, na qual a porosidade destes materiais é superior à da rocha-mãe.

5.1.4 Topografia

A morfologia da região abrangida pela carta de Peso da Régua é dominada pelo dorso imponente da Serra do Marão, pelo vale profundo do Douro e por vales de alguns afluentes e subafluentes deste rio.

A Serra do Marão, de natureza essencialmente xisto-quartzítico, forma cristas imponentes que atingem maior no v.g. Marão (1415m) e definem um rebordo em arco de convexidade voltada para leste.

5.1.5 Geologia

A zona em estudo enquadra-se na periferia ocidental da Zona Centro-Ibérica do Maciço Hespérico. Os terrenos mais antigos desta região correspondem ao complexo xisto-grauváquico da fase terminal do Pré-Câmbrico. Assentam sobre eles os terrenos Paleozóicos Ordovícicos, Silúricos e Devónicos, que evidenciam intensa atividade tectónica compressiva e de metamorfismo de contato. As formações meta-sedimentares apresentam auréolas profundamente metamorfizadas, apresentam-se dobrados com os eixos das dobras orientando-se para WNW-ESSE com pendor de 16° a 30° para WNW, resultado das intrusões magmáticas hercínicas (figura 56). Quanto à tectónica fraturante os granitos apresentam-se afetados por famílias de diaclases verticais a sub-verticais com direções predominantes de NW-SE e NE-SW, respetivamente e menos predominante por famílias horizontais com direção E-W.

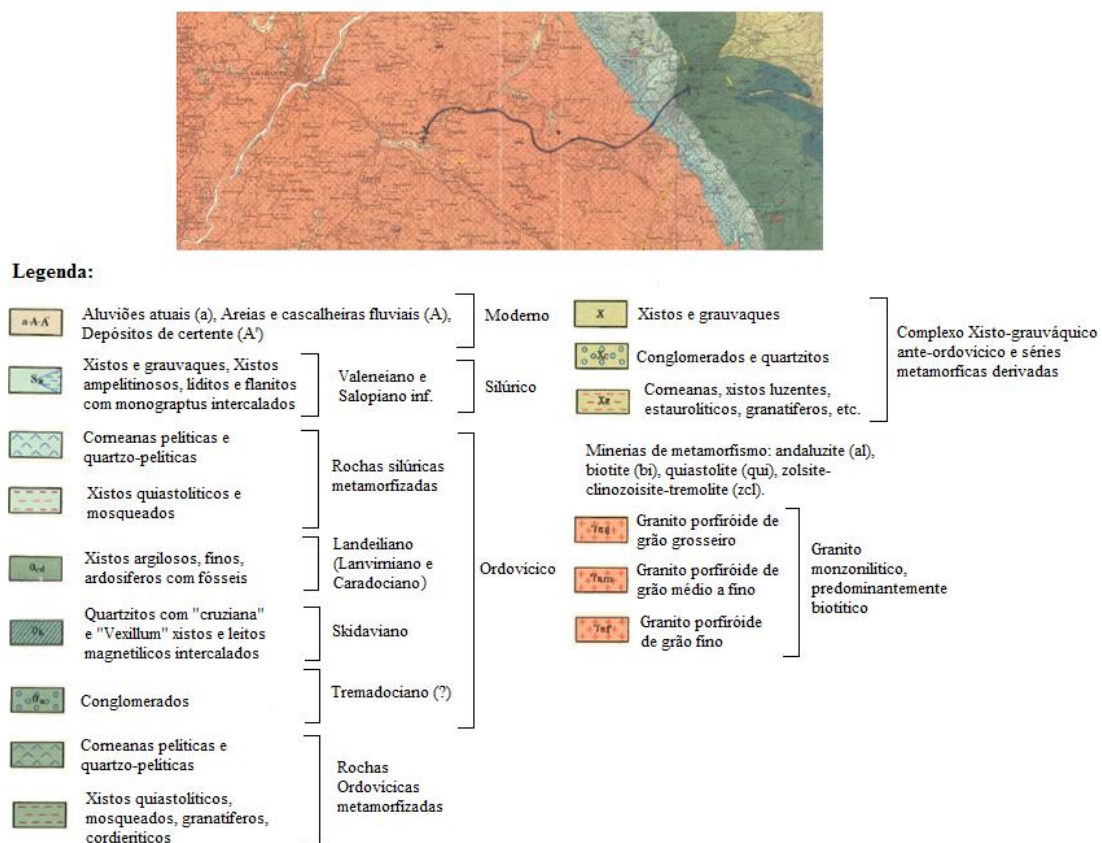


Figura 54 - Estrato da carta geológica Peso da Régua 10C, com o traçado da rodovia

5.1.6 Sismicidade

Identificação dos tipos de terreno

Em primeiro lugar deve-se identificar o tipo de terreno, na tabela 11 estão descritos os perfis estratigráficos em função dos parâmetros dos terrenos.

Tabela 11 - Tipos de terreno

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	$v_{s,30}$ (m/s)	Parâmetros N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	>800	--	--
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			

Zonas sísmicas

Em Portugal os valores da aceleração máxima de referência a_{gR} para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica a considerar são os indicados na tabela 12.

Tabela 12 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	--	--

Segundo a norma NP EN 1998-1 considera os mesmos cenários de sismogénese que os considerados pelo RSA: sismo afastado (interplacas) tipo 1 e sismo próximo (intraplacas) tipo 2. O zonamento proposto para estes dois cenários é diferente. O zonamento teve em conta estudos recentes de avaliação da perigosidade sísmica (hazard).

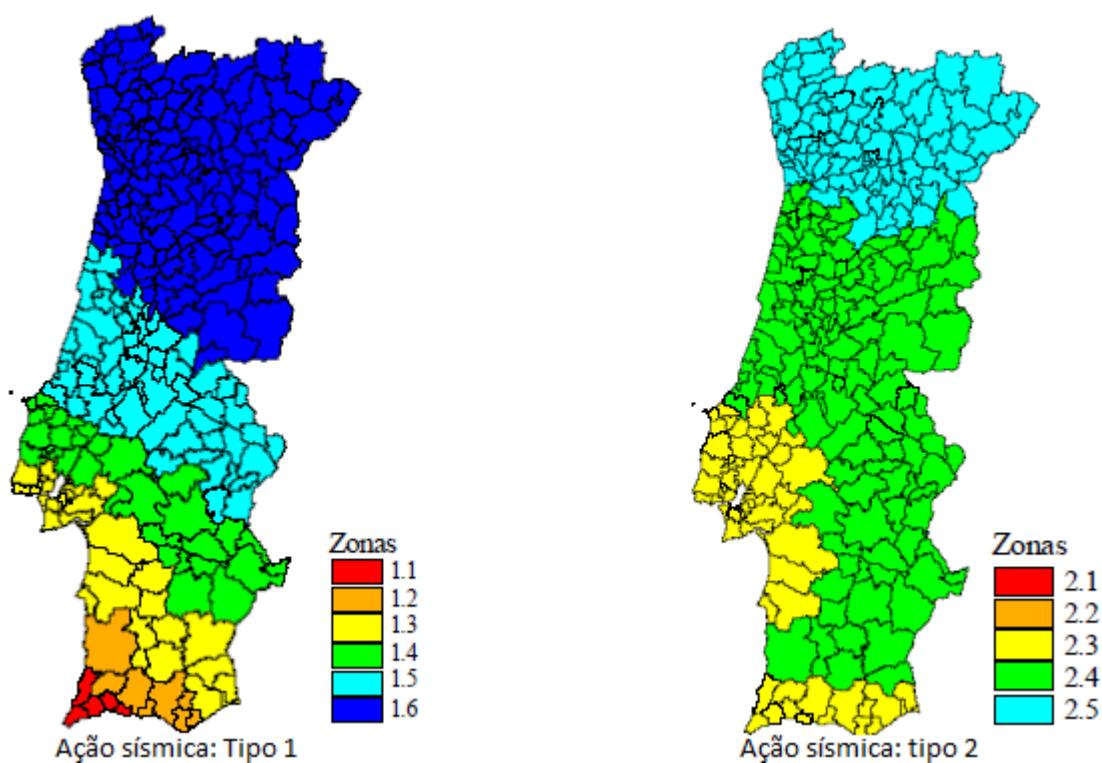


Figura 55 - Zonamento sísmico em Portugal Continental, adaptada (NP EN 1998-1 2009)

A área em estudo está localizada na zona sísmica 1.6, com uma aceleração máxima de referência de 0,35, para o tipo 1. No caso da ação sísmica se tratar do tipo 2, corresponde à zona 2.5, com a aceleração máxima de 0,8 (figura 57).

5.2 Caraterísticas do talude em estudo

O talude M19 corresponde a uma zona de escavação, a meia encosta, desenvolve-se do lado esquerdo da futura autoestrada, com uma extensão de 150m e com 22m de altura.

O M19 é de natureza granítica, constituído por granitos de grão grosseiro com textura porfiróide, predominantemente biotítico, com fenocristais feldspáticos por vezes centimétricos (figura 61).

O maciço apresenta diferentes estados de alteração, sendo este constituído por material rochoso muito alterado a decomposto (W3) e material rochoso completamente meteorizado (W4).



Figura 56 - Imagens do talude M19, Geoma (2015)

5.3 Metodologia Adotada

Em cada pano foi realizado um conjunto de observações, de forma a determinar os parâmetros físicos e geométricos do maciço. Foram medidas as orientações das descontinuidades bem como a orientação do talude, recorrendo a uma bússola tipo, Silva. Todas as medições foram

executadas com auxílio de uma fita métrica ou, quando necessário, recorrendo a uma régua graduada (abertura, espaçamento, etc).

Para o caso da rugosidade e o estado de meteorização, assim como o preenchimento, foram retiradas as informações necessárias através da observação feitas em campo e da comparação com as classificações propostas pela ISMR (1978) e por Bieniawski (1989).

5.3.1 Levantamento e tratamento estatístico das descontinuidades

Foram realizadas 310 medições das orientações das descontinuidades, que posteriormente se projetou no software Dips 5.0 da Rocscience®, para se efetuar a análise estatística. Através desta análise é possível definir a predominância, a orientação média e a variação de cada família de descontinuidade (figura 59). Desta forma verificou-se que existem três famílias de descontinuidade, a família vertical cuja direção é NNW - SSE, a família sub-vertical com direção NE - SW e a família horizontal com direção E - W. Também foi possível identificar os planos e os pólos das famílias de descontinuidade (figura60).

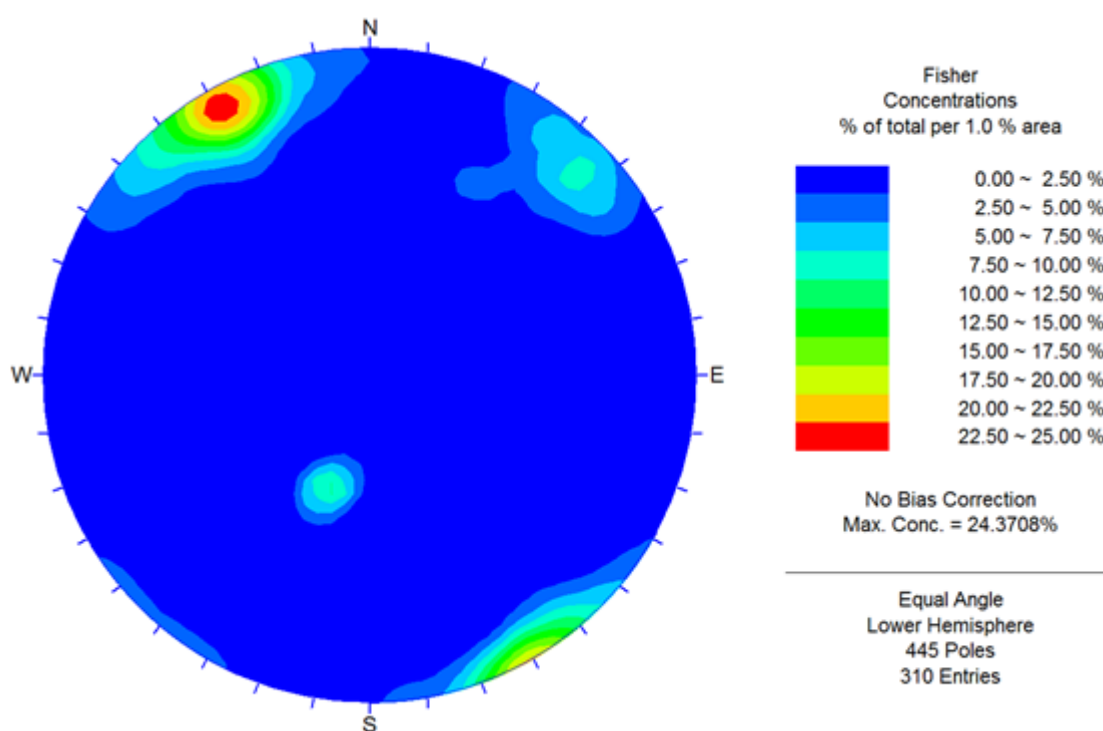


Figura 57 - Projeção estereográfica. Predominância e variação das famílias de descontinuidade

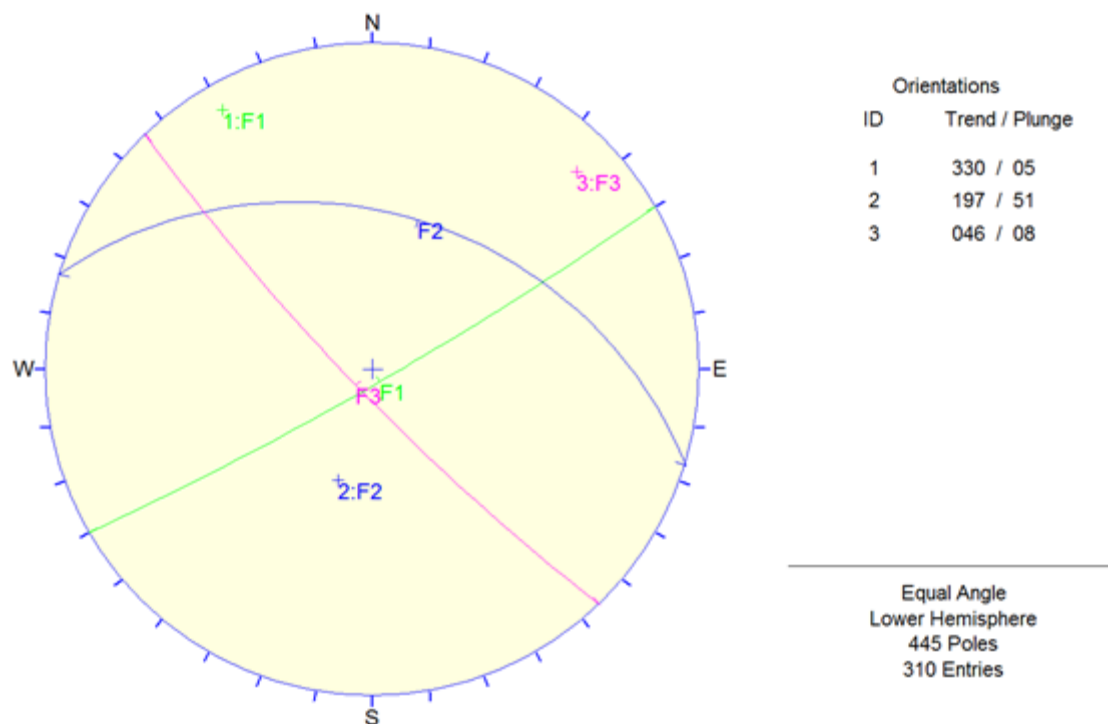


Figura 58 - Projeção estereográfica. Orientação média e identificação dos pólos e planos das famílias de descontinuidade

Depois de feita a análise estatística foi possível definir a orientação média das 3 principais famílias de descontinuidade (Tabela 13).

Tabela 13 - Orientação média das 3 famílias de descontinuidade

Família	Orientação	
	Inclinação (°)	Direção de inclinação(°)
1	85	150
2	39	017
3	82	226

Seguidamente projetou-se o plano e o pólo do talude (75°/180°) (figura 61).

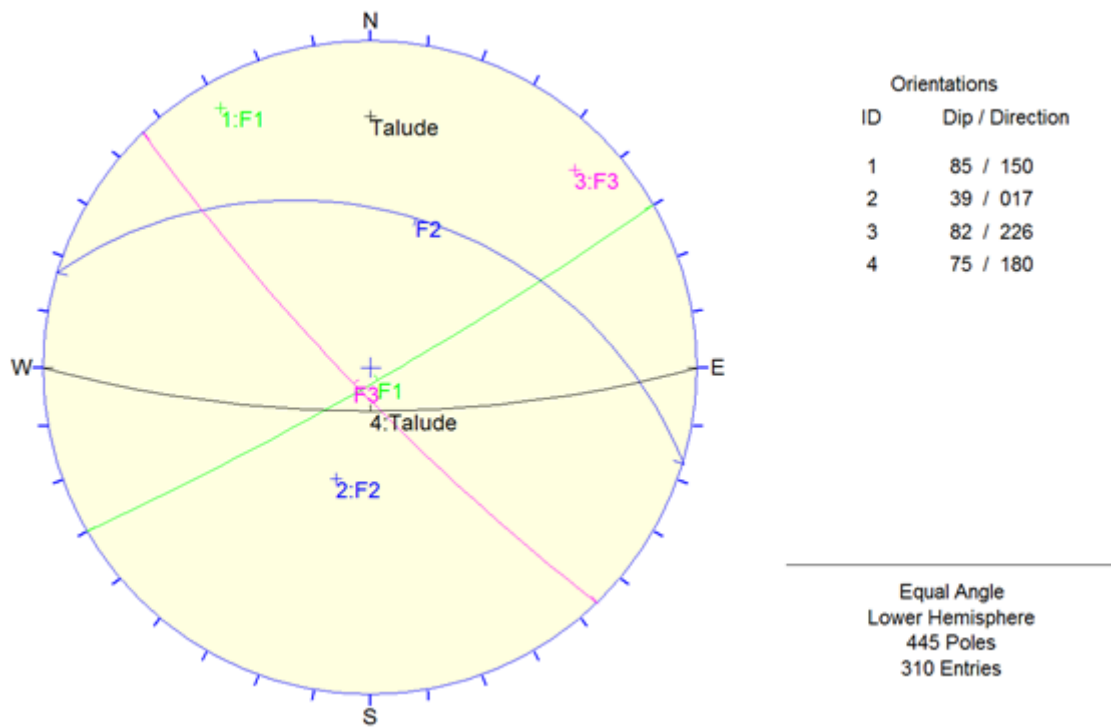


Figura 59 - Representação dos planos e pólos das famílias de descontinuidades e do talude

Foram ainda identificadas as interseções e respectivas orientações, entre as várias famílias de descontinuidade (figura 62).

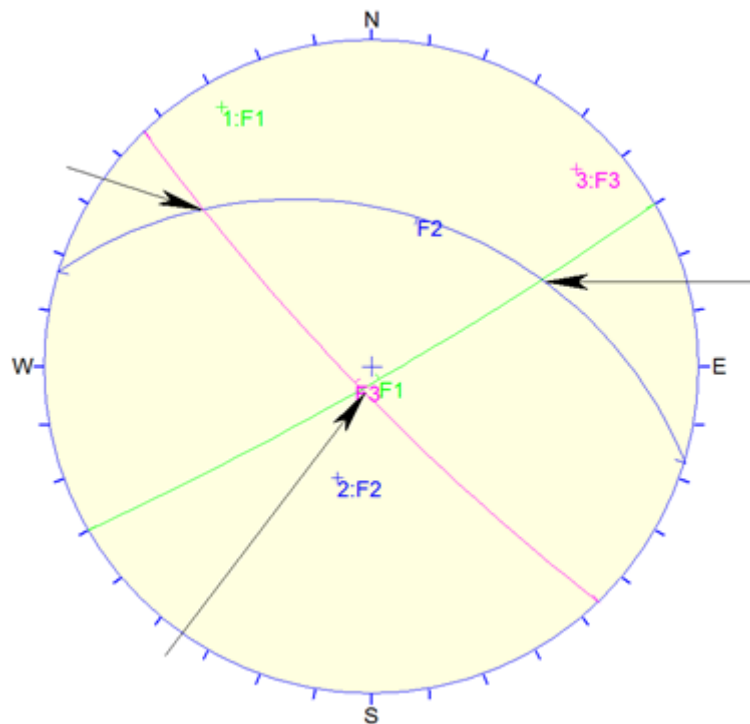


Figura 60 - Identificação das interseções (setas) entre as famílias de descontinuidade

Tabela 14 - Orientação das interseções entre as famílias de descontinuidade

Interseção da descontinuidade	Orientação	
	Inclinação (°)	Direção de inclinação (°)
F ₁₋₂	30	062
F ₁₋₃	81	203
F ₂₋₃	19	213

A partir dos dados obtidos através das observações feitas em campo foi possível definir os parâmetros das descontinuidades (tabela 15) e os parâmetros do maciço (tabela 16).

Tabela 15 - Parâmetros médios para cada família de descontinuidade

Família	Orientação		Espaçamento (m)	Continuidade (m)	JRC	Espessura preenchimento (mm)	Preenchimento
	Inclinação (°)	Direção (°)					
1	85	150	F3	10 - 20	6-8; 8-10	1 a 5	Material residual
2	39	017	F2	10 - 20	6-8; 8-10	1 a 5	Material residual
3	82	226	F2	10 - 20	6-8; 8-10	1 a 5	Material residual

F2 - Afastadas, 0.6 a 20 m

F3 - Medianamente afastadas, 0.2 – 0.6 m

Continuidade elevada – 10 a 20 m

Tabela 16 - Parâmetros do maciço rochoso

Estado de meteorização do maciço	w_3 a w_4
Estado de meteorização das paredes das descontinuidades	Moderadamente descoloradas
Tipo de maciço / Número de famílias	VI / três famílias de descontinuidades
Geometria de blocos	Maciço colunar

5.3.2 Definição dos ângulos de atrito

Como não foi possível realizar os ensaios para determinar a resistência ao corte das descontinuidades (porque a empresa não possuía o equipamento), os parâmetros geomecânicos utilizados são baseados na experiência local, esta informação foi obtida através da consulta de projetos feitos em Portugal, nomeadamente pela motaengil, os ângulos de atrito para granitos com algum grau de alteração estão compreendidos entre 30° e 35°. Assim definiu-se dois modelos para o estudo.

Modelo A $\phi = 30^\circ$

Modelo B $\phi = 35^\circ$

5.3.3 Análise do potencial de rotura

A primeira etapa na avaliação de estabilidade de taludes é a análise de potencial rotura.

Através da identificação das famílias de descontinuidade, das respetivas interseções e da direção e inclinação do talude foi possível, a partir das condições de rotura de Matherson (1983), Markland (1972) e Goodman (1980), avaliar os tipos de rotura (Tabela 17, 19 e 20).

Rotura Planar

Como já foi descrito no ponto 4.2.1, para que ocorra rotura planar a direção de inclinação da superfície de descontinuidade, deve estar aproximadamente a 20° da direção de inclinação da face do talude e a inclinação da face do talude tem de ser superior à da superfície de descontinuidade. Desta forma é possível observar que em nenhum dos casos existirá rotura.

Tabela 17 - Potencial rotura planar das famílias de descontinuidade

Famílias	Orientação		$ \alpha_p - \alpha_f \leq 20^\circ$	$\psi_f > \psi_p > \phi$	Rotura planar
	Inclinação (°)	Direção de inclinação (°)			
Talude	75	180	--	--	--
1	85	150	30°	Falso	Não existe rotura
2	89	17	163°	Falso	Não existe rotura
3	82	226	46°	Falso	Não existe rotura

No caso da família 1 verifica-se que a diferença na direção é relativamente pequena, embora superior ao valor identificado pelo critério. Dado que o valor de referência é um valor médio em torno do qual existe uma dispersão significativa (10°), subdividiu-se a família 1, considerando o valor de direção mínimo e máximo encontrados no levantamento de campo bem como a menor inclinação com representatividade no conjunto dos representados.

Tabela 18 - Potencial rotura planar das subfamílias

Famílias	Orientação		$ \alpha_p - \alpha_f \leq 20^\circ$	$\psi_f > \psi_p > \phi$	Rotura planar
	Inclinação (°)	Direção de inclinação (°)			
Talude	75	180	--	--	--
1a	65	160	20°	Verdadeiro	Possível rotura
1b	65	140	40°	Falso	Não existe rotura

Assim considerando a situação mais desfavorável (plano de descontinuidade com inclinação 65° e 160° de direção de inclinação) pode-se concluir que é possível que ocorra deslizamento planar, para isso basta que a superfície de descontinuidade mergulhe na direção da face do talude (75°/180°).

Rotura toppling

A rotura por toppling ocorre quando, a direção da inclinação do plano de rotura, tem um desvio máximo de 30° , relativamente à direção de inclinação do talude e a inclinação do plano da descontinuidade (Ψ_p) tem de ser perpendicular à inclinação da face do talude (Ψ_f) e superior ao ângulo de atrito (ϕ), ou seja, $|90 - \Psi_p| < |\Psi_f - \phi|$.

Tabela 19 - Potencial rotura toppling

Famílias	Orientação		$ \alpha_p - \alpha_f < 30^\circ$	$ 90 - \Psi_p < \Psi_f - \phi $	Rotura toppling
	Inclinação (°)	Direção de inclinação (°)			
Talude	75	180	--	--	--
1	85	150	30°	Verdadeiro	Possível rotura
2	89	17	163°	Falso	Não existe rotura
3	82	226	46°	Falso	Não existe rotura
1a	65	160	20°	Verdadeiro	Possível rotura

Assim pode-se concluir que é provável que aconteça rotura toppling no caso da família 1 e da subfamília 1a, visto que todas as condições para que ocorra o deslizamento são cumpridas.

Rotura por cunha

Para que aconteça rotura por cunha, a direção da inclinação da interseção deve estar aproximadamente a 25° da direção da face do talude e a inclinação da face do talude tem de ser superior à inclinação da linha de interseção (abordado no ponto 4.2.2)

Tabela 20 - Potencial rotura por cunha das famílias de descontinuidade

Interseções	Orientação		$ \alpha_f - \alpha_i \leq 25^\circ$	$\psi_f > \psi_p > \phi$	Rotura por cunha
	Inclinação (°)	Direção de inclinação (°)			
Talude	75	180	--	--	--
1 - 2	30	062	118°	--	Não existe rotura
1 - 3	81 (65)	203	23°	Verdadeiro	Existe rotura
2 - 3	19	213	33°	Falso	Não existe rotura

Desta forma pode-se concluir que é provável que aconteça rotura por cunha quando existir a interseção do plano de descontinuidade da família 1b com a família 3, devido a sua inclinação (65°). No caso da interseção da família 1 com a família 3, não existe rotura porque não se cumpre uma das condições necessárias, ou seja, a inclinação da face do talude é inferior à inclinação da linha de interseção.

5.3.3.1 Análise de estabilidade (rotura planar e rotura toppling)

A análise de estabilidade do maciço foi efetuada a partir do *software RocPlane 2.0*, da Rocscience[®]. O critério usado foi o de Mohr-Coulumb, descrito no capítulo 2.3. O cálculo do fator de segurança foi obtido pelo método de equilíbrio limite, definido no capítulo 4.4.1. Visto que a rotura por toppling tem o mesmo plano crítico que a rotura planar, a análise de estabilidade para dois tipos de rotura é feita em simultâneo.

O método de construção adotado foi a introdução de 3 banquetas com 3 m de largura e cada pano tem uma altura de 8 m. Como foi visto anteriormente, a rotura planar e toppling acontece quando, existe uma superfície de descontinuidade com inclinação de 65° e direção de 160° que mergulha na direção da face do talude (75°/180°). Desta forma fez-se o estudo para o modelo A e o modelo B.

Da primeira análise verificou-se que o talude era instável apresentando um fator de segurança – FS = 0,88 (figura 63).

Rotura Planar e Toppling

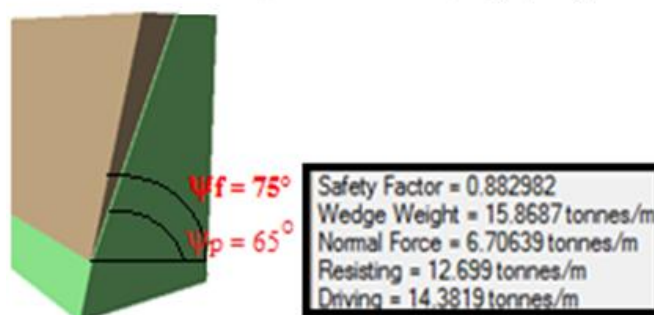


Figura 61 - Análise de rotura planar e toppling (modelo A)

Seguidamente fez-se o estudo para o modelo B e o talude continuava instável (figura 64), embora o fator de segurança tenha aumentado $FS = 0,94$.

Rotura Planar e Toppling



Figura 62 - Análise de rotura planar e toppling (modelo B)

Para combater este problema introduziu-se um elemento de reforço (figura 65 e figura 66) e refez-se os cálculos recorrendo ao *software* mencionado anteriormente. O dimensionamento das pregagens é feito com base nos seguintes passos:

1. Tipo de aço e diâmetro do varão;
2. Definição da malha;
3. Cálculo do comprimento do varão.

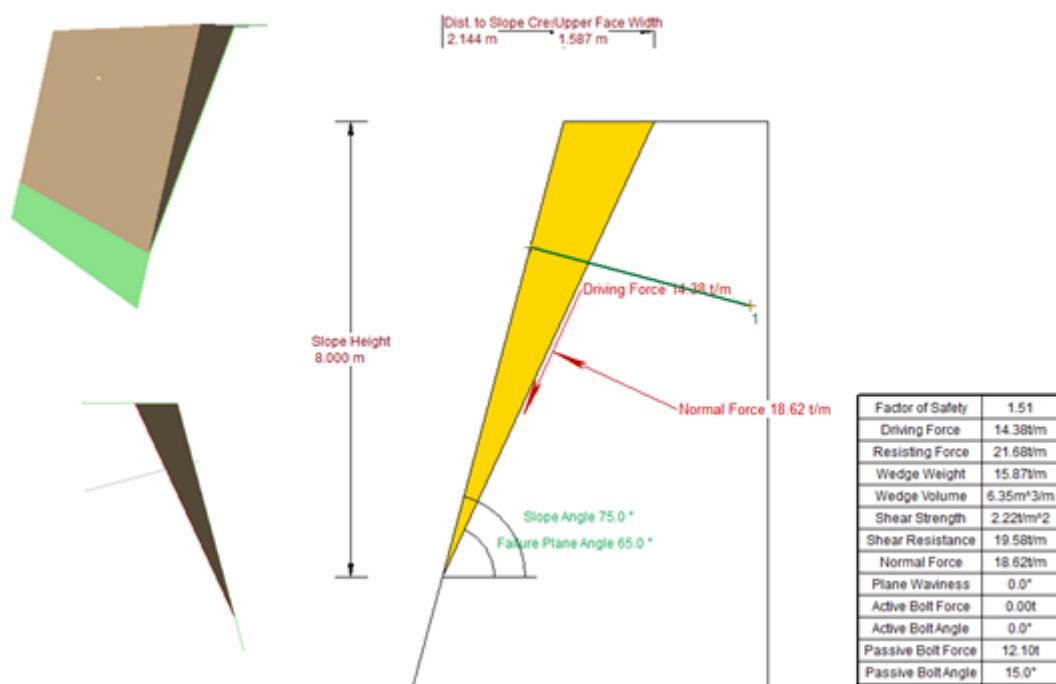


Figura 63 - Análise estática com elemento de reforço (modelo A)

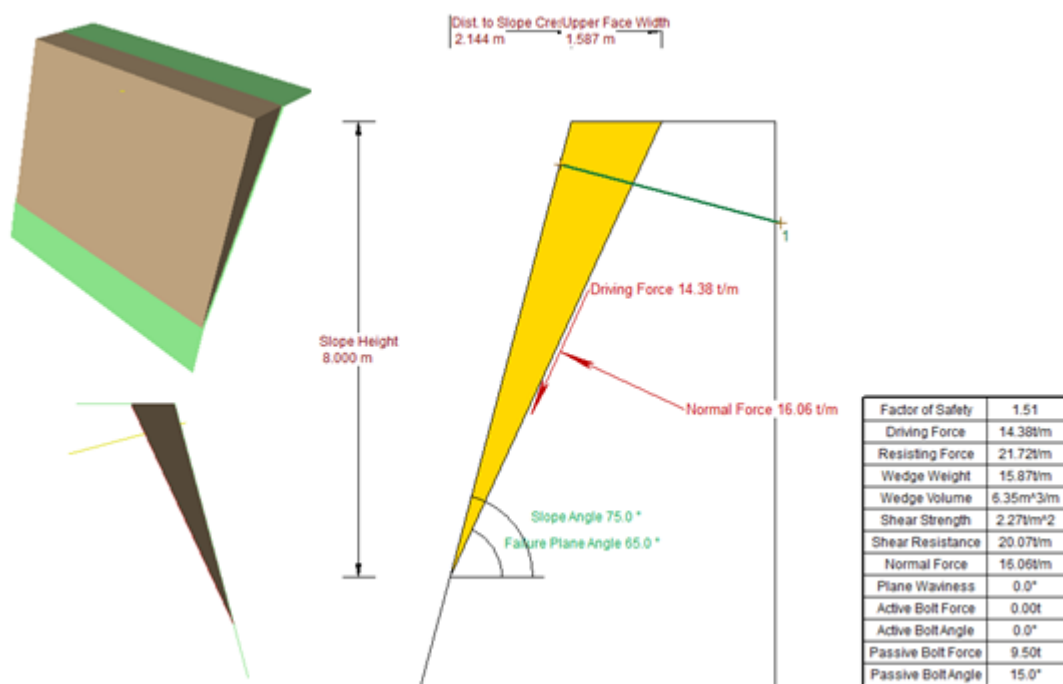


Figura 64 - Análise estática com elemento de reforço (modelo B)

No caso do modelo A, o elemento de reforço possui as seguintes propriedades (tabela 21).

Tabela 21 - Propriedades do elemento de reforço

Propriedades do elemento de reforço	
Comprimento	4,00 m
Ângulo de inclinação	15 °
Capacidade	12,10 t/m

Assim, consegue-se estabilizar o talude e desta forma obtém-se um fator de segurança de 1,51.

Visto que cada prego deve ter a capacidade de 121 kN e que cada pano tem uma altura de 8m, fazendo os cálculos, obtém-se a capacidade por metro efetivo:

$$\frac{121}{8} = 15,13 \text{ kN/m}^2$$

Resistência de cedência do varão

A resistência de cedência do varão é definida através do tipo de aço e do diâmetro do varão que se pretende utilizar, para o caso de estudo definiu-se o tipo de aço A500, desta forma deve-se considerar que o varão apresenta uma resistência de 152,45.

Definição da malha

Para definir o tipo de malha que se pretende utilizar, deve-se ter em conta a capacidade por metro efetivo e de resistência do varão, na tabela seguinte estão definidas as malhas.

Tabela 22 - Tipo de malha possível de implementar

Simples	Distância (m)	Área (m²)	Capacidade total/prego	
1x1	1	1,00	15,13	Possível de implementar
1,25x1,25	1,25	1,56	23,63	Possível de implementar
1,5x1,5	1,5	2,25	34,03	Possível de implementar
2x2	2	4,00	60,50	Possível de implementar
2,5x2,5	2,5	6,25	94,53	Possível de implementar
3x3	3	9,00	136,13	Possível de implementar
3,3x3,5	3,5	12,25	185,34	Não se pode implementar

Para calcular a capacidade total que cada tipo de malha suporta, multiplica-se a área da malha pela capacidade por metro efetivo do prego.

Para o caso de estudo escolheu-se o tipo de malha simples 3 × 3, porque se consegue um melhor dimensionamento do sistema de pregagem, ou seja, são necessários menos pregos para estabilizar o talude, visto que a distância entre eles é maior. Este tipo de malha apresenta a capacidade de 136,16 kN, assim deve-se adotar a capacidade de 137,00 kN.

Não é possível aplicar o tipo de malha simples 3,5 × 3,5 porque a capacidade é superior à resistência de cedência (152,45).

Sabendo a capacidade do tirante é possível calcular o comprimento efetivo do prego (atrás do bloco de deslizamento), através da seguinte fórmula:

$$T = L_b \times \pi \times D_f \times q_s$$

Onde:

T - Capacidade do prego

L_b - Comprimento efetivo

D_f - Diâmetro do furo (valor de referência = 0,076)

q_s – Carga do solo (valor de referência = 250 kN/m²)

Logo, o comprimento de L_b é 2,30 m.

Para o modelo B, o elemento de reforço tem as seguintes propriedades (tabela 23):

Tabela 23 - Propriedades do elemento

	Propriedades do elemento de reforço
Comprimento	4,00 m
Ângulo de inclinação	15 °
Capacidade	9,5 t/m

Assim, consegue-se estabilizar o talude e desta forma obtém-se um fator de segurança igual ao fator de segurança obtido para o modelo A FS = 1,51.

Visto que cada prego deve ter a capacidade de 95 kN e que cada pano tem uma altura de 8m, fazendo os cálculos, obtém-se a capacidade por metro efetivo:

$$\frac{95}{8} = 11,88 \text{ kN/m}^2$$

Resistência de cedência do varão

A resistência de cedência do varão é a mesma que a definida para o modelo A.

Definição da malha

Para definir o tipo de malha que se pretende utilizar, ou seja, a que distância devem estar os pregos, deve-se ter em conta a capacidade por metro efetivo e de resistência do varão, na tabela seguinte estão definidas as malhas.

Tabela 24 - Tipo de malha possível de implementar

Simples	Distância (m)	Área (m²)	Capacidade total/prego	
1×1	1	1,00	11,88	Possível de implementar
1,25×1.25	1,25	1,56	18,55	Possível de implementar
1,5×1.5	1,5	2,25	26,72	Possível de implementar
2×2	2	4,00	47,50	Possível de implementar
2,5×2.5	2,5	6,25	74,22	Possível de implementar
3×3	3	9,00	106,88	Possível de implementar
3,5×3,5	3,5	12,25	145,53	Possível de implementar
4×4	4	16,00	190,08	Não se pode implementar

Para efetuar o cálculo da capacidade total multiplica-se a área da malha pela capacidade por metro efetivo do prego.

Para o caso de estudo escolheu-se o tipo de malha simples 3,5 × 3,5, porque se consegue um melhor dimensionamento do sistema de pregagem, ou seja, são necessários menos pregos para estabilizar o talude, visto que a distância entre eles é maior. Este tipo de malha apresenta a capacidade de 145,53KN, assim deve-se adotar a capacidade de 146,00 kN.

Sabendo a capacidade do tirante é possível calcular o comprimento efetivo do prego (atrás do bloco de deslizamento), através da seguinte fórmula:

$$T = L_b \times \pi \times D_f \times q_s$$

Onde:

T - Capacidade do prego

L_b - Comprimento efetivo

D_f - Diâmetro do furo (valor de referência = 0,076)

q_s – Carga do solo (valor de referência = 250 kN/m²)

Logo, o comprimento de L_b é 1,79m.

A tabela seguinte mostra os fatores de segurança e o reforço necessário para os modelos em estudo.

Tabela 25 - Fatores de segurança e reforço necessário para rotura planar e toppling

	FS sem elemento de reforço	FS com elemento de reforço	Reforço necessário (kN/m)
Modelo A	0,88	1,51	121
Modelo B	0,94	1,51	95

Na tabela seguinte estão expostas as características do varão a implementar para os dois modelos.

Tabela 26 - Características e resistência de cedência do varão

	Tipo de aço (Mpa)	Diâmetro (mm)	Resistência a considerar
Modelo A	A500	25	152,45
Modelo B	A500	25	152,45

Na tabela 27 mostram-se as características do prego para os dois modelos.

Tabela 27 - Características do prego

	Comprimento Lb (m)	Diâmetro do furo (mm)	qs (resistência do maciço) (kN/m²)
Modelo A	2,30	0,076	250
Modelo B	1,79	0,076	250

Seguidamente são apresentadas duas tabelas resumo com a solução de dimensionamento do sistema de pregagens que se pretende implementar.

Tabela 28 - Caraterísticas do sistema de pregagens a implementar no maciço para rotura planar e toppling (modelo A)

Tipo de malha	Dimensões da malha	Área por prego (m²)	Comprimento amarrado (m)	Distância máxima Talude/falha (m)	Comprimento total do prego (m)
Simples	3×3	9	3,00	1,5	4,50

Tabela 29 - Caraterísticas do sistema de pregagens a implementar no maciço para rotura planar e toppling (modelo B)

Tipo de malha	Dimensões da malha	Área por prego (m²)	Comprimento amarrado (m)	Distância máxima Talude/falha (m)	Comprimento total do prego (m)
Simples	3,5×3,5	12,25	2,00	1,5	3,50

Para solução de estabilização optou-se pelo modelo A.

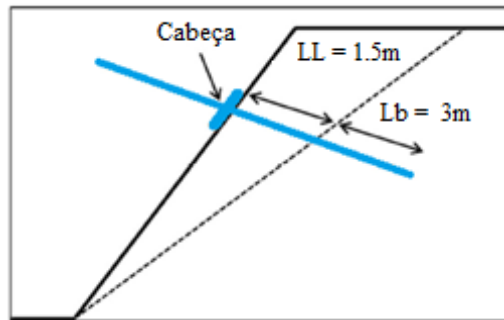


Figura 65 - Esquema ilustrativo do comprimento do prego a adotar

Na figura seguinte está representado um esquema da malha utilizada para estabilizar o talude no caso de rotura planar e toppling.

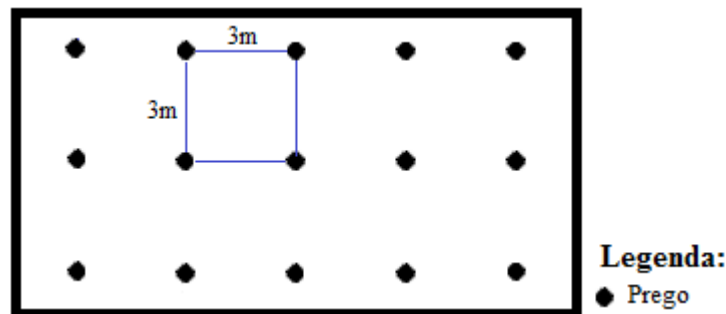


Figura 66 - Sistema de malha adotado 3x3

5.3.3.2 Análise de estabilidade (rotura por cunha)

A análise de estabilidade do maciço foi efetuada a partir do *software Swedge, da Rocscience*®. O critério utilizado para a análise de estabilidade foi o de Mohr-Coulumb, descrito no capítulo 2.3. O cálculo do fator de segurança foi obtido pelo método de equilíbrio limite, definido no capítulo 4.4.1.

Como foi visto anteriormente a rotura por cunha ocorre quando há a interseção de dois planos de descontinuidade e o movimento do bloco em forma de cunha ocorre ao longo da interseção. Para o estudo definiu-se o plano de descontinuidade com inclinação 65° e direção 150° e o plano com inclinação 82° e direção 226°. Desta forma fez-se o estudo para o modelo A e o modelo B.

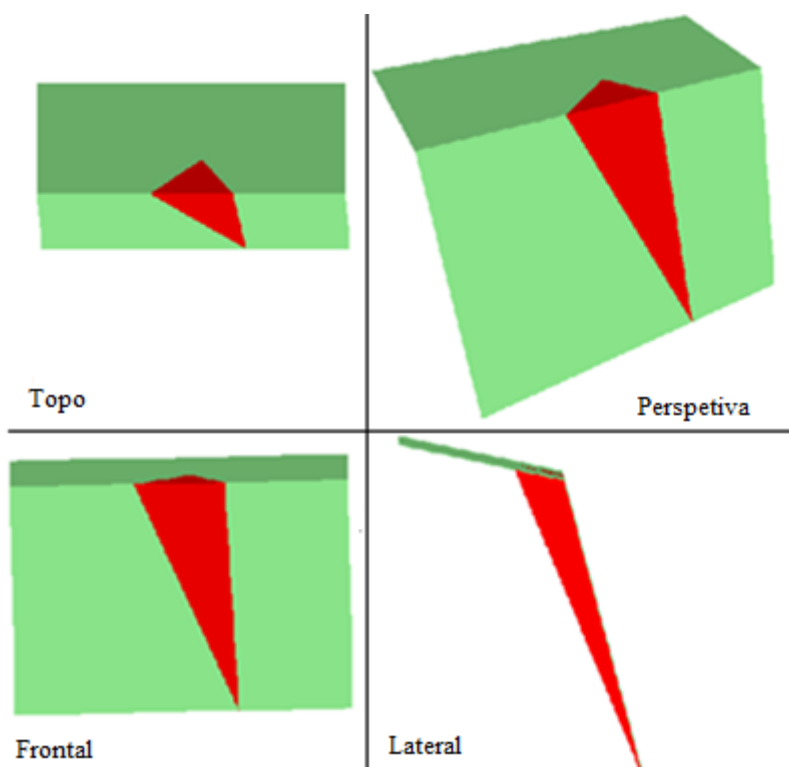


Figura 67 - Análise estática rotura por cunha

Tanto para o modelo A como para o modelo B, verificou-se que o talude era instável apresentando um fator de segurança – $FS = 0,28$ e $FS = 0,34$, respetivamente.

Para travar este problema inseriu-se um elemento de reforço, o seu cálculo foi efetuado com o *software* citado anteriormente, o dimensionamento das pregagens foi elaborado da mesma forma que o da rotura planar e toppling (figura 70).

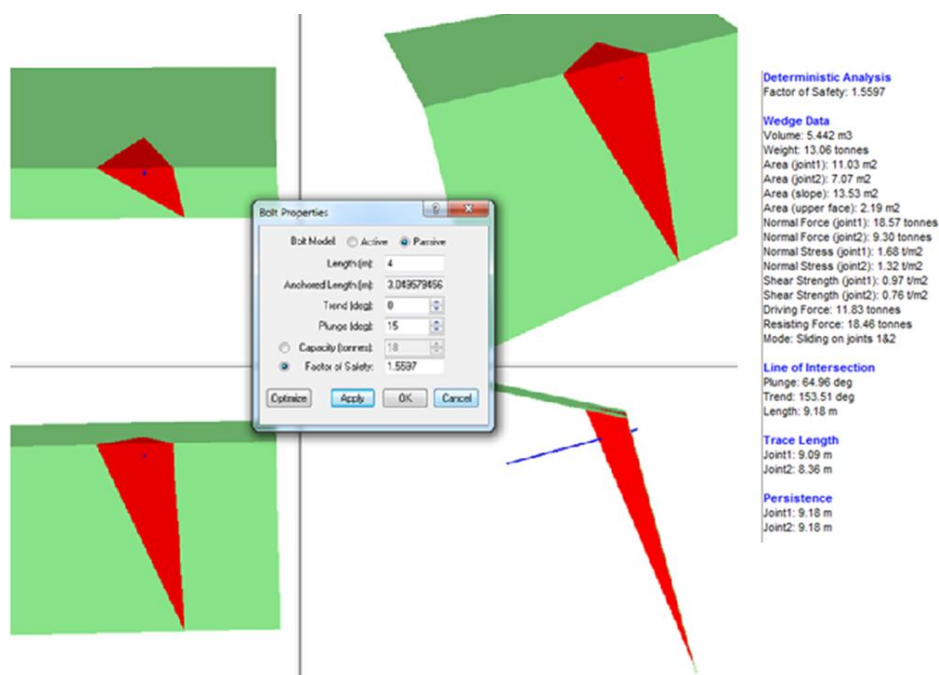


Figura 68 - Análise estática rotura por cunha com elemento de reforço

No caso do modelo A, o elemento de reforço possui as seguintes propriedades (tabela 30):

Tabela 30 - Propriedades do elemento de reforço

Propriedades do elemento de reforço	
Comprimento	4,00 m
Ângulo de inclinação	15 °
Capacidade	18,00 t/m

Assim, consegue-se estabilizar o talude e obtém-se um fator de segurança de 1,56.

Visto que cada prego tem a capacidade de 180 kN e que cada pano tem uma altura de 8m, fazendo os cálculos, obtém-se a capacidade por metro efetivo:

$$\frac{180}{8} = 22,5 \text{ kN/m}^2$$

Resistência de cedência do varão

A resistência de cedência do varão é mesma que a definida para a rotura planar e toopling, visto que é o mesmo tipo de aço.

Definição da malha

Para definir o tipo de malha que se pretende utilizar, deve-se ter em conta a capacidade por metro efetivo e de resistência do varão, na tabela seguinte estão definidas as malhas.

Tabela 31 - Tipo de malha simples possível de implementar

Simplex	Distância (m)	Área (m²)	Capacidade total/prego	
1×1	1	1,00	22,50	Possível de implementar
1,25×1,25	1,25	1,56	35,16	Possível de implementar
1,5×1,5	1.5	2,25	50,63	Possível de implementar
2×2	2	4,00	90,00	Possível de implementar
2,5×2,5	2,5	6,25	140,63	Possível de implementar
3×3	3	9,00	202,50	Não se pode implementar

Para calcular a capacidade total multiplica-se a área da malha pela capacidade por metro efetivo do prego.

Não é possível aplicar o tipo de malha simples 3×3 porque a capacidade total é superior a resistência de cedência (152,45).

Para o caso de estudo escolheu-se o tipo de malha simples 2,5 × 2,5, porque se consegue um melhor dimensionamento do sistema de pregagem, ou seja, são necessários menos pregos para estabilizar o talude, visto que a distância entre eles é maior. Este tipo de malha apresenta a capacidade de 140,63 KN, assim deve-se adotar a capacidade de 141,00 kN.

Sabendo a capacidade do tirante é possível calcular o comprimento efetivo do prego (atrás do bloco de deslizamento), através da seguinte fórmula:

$$T = L_b \times \pi \times D_f \times q_s$$

Onde:

T - Capacidade do prego

L_b - Comprimento efetivo

Df - Diâmetro do furo (valor de referência = 0.076)

qs – Carga do solo (valor de referência = 250 kN/m²)

Logo, o comprimento de Lb é 2,36 m.

Para o modelo B, o elemento de reforço possui as seguintes propriedades (tabela 32):

Tabela 32- Propriedades do elemento de reforço

	Propriedades do elemento de reforço
Comprimento	4,00 m
Ângulo de inclinação	15 °
Capacidade	14,00 t/m

Assim, consegue-se estabilizar o talude e desta forma obtém-se um fator de segurança de 1,51.

Visto que cada prego deve ter a capacidade de 140 kN e que cada pano tem uma altura de 8m, fazendo os cálculos, obtém-se a capacidade por metro efetivo:

$$\frac{140}{8} = 17,5 \text{ kN/m}^2$$

Resistência de cedência do varão

A resistência de cedência do varão é mesma que a definida para a rotura planar.

Definição da malha

Para definir o tipo de malha que se pretende utilizar, deve-se ter em conta a capacidade por metro efetivo e de resistência do varão, na tabela seguinte estão definidas as malhas.

Tabela 33 - Tipo de malha simples possível de implementar

Simplex	Distância (m)	Área (m²)	Capacidade total	
1×1	1	1,00	17,50	Possível de implementar
1,25×1,25	1,25	1,56	27,34	Possível de implementar
1,5×1,5	1,5	2,25	39,38	Possível de implementar
2×2	2	4,00	70,00	Possível de implementar
2,5×2,5	2,5	6,25	109,38	Possível de implementar
3×3	3	9,00	157,50	Não se pode implementar

Para calcular a capacidade total multiplica-se a área da malha pela capacidade por metro efetivo do prego.

Não é possível aplicar o tipo de malha simples 3×3, porque a capacidade é superior a resistência de cedência (152,45).

Para o caso de estudo escolheu-se o tipo de malha simples 2,5×2,5, porque se consegue um melhor dimensionamento do sistema de pregagem, ou seja, são necessários menos pregos para estabilizar o talude, visto que a distância entre eles é maior. Este tipo de malha apresenta a capacidade de 109,38 kN, assim deve-se adotar a capacidade de 110,00 kN.

Sabendo a capacidade do tirante é possível calcular o comprimento efetivo do prego (atrás do bloco de deslizamento), através da seguinte fórmula:

$$T = L_b \times \pi \times D_f \times q_s$$

Onde:

T - Capacidade do prego

Lb - Comprimento efetivo

Df - Diâmetro do furo (valor de referência = 0,076)

qs – Carga do solo (valor de referência = 250 kN/m²)

Logo, o comprimento de Lb é 1,84 m.

A tabela 34 mostra os fatores de segurança para o modelo A e para o modelo B.

Tabela 34 - Fatores de segurança e reforço necessário para rotura por cunha

	FS sem elemento de reforço	FS com elemento de reforço	Reforço necessário (kN/m)
Modelo A	0,28	1,56	180
Modelo B	0,34	1,51	140

Na tabela 35 estão expostas as características do prego a implementar para os dois modelos.

Tabela 35 - Características do prego

	Comprimento Lb (m)	Diâmetro do furo (mm)	qs (resistência do maciço) (kN/m²)
Modelo A	2,36	0,076	250
Modelo B	1,84	0,076	250

Seguidamente é apresentada uma tabela resumo com a solução de dimensionamento do sistema de pregagens.

Tabela 36 - Caraterísticas do sistema de pregagens a implementar no maciço para rotura por cunha, para o modelo A

Tipo de malha	Dimensões da malha	Área por prego (m²)	Comprimento amarrado (m)	Distância máxima Talude/falha (m)	Comprimento total do prego (m)
Simplex	2,5 × 2,5	6,25	3,00	1,00	4,00

Tipo de malha	Dimensões da malha	Área por prego (m²)	Comprimento amarrado (m)	Distância máxima Talude/falha (m)	Comprimento total do prego (m)
Simplex	2,5 × 2,5	6,25	2,00	1,00	3,00

Para solução de estabilização optou-se pelo modelo A.

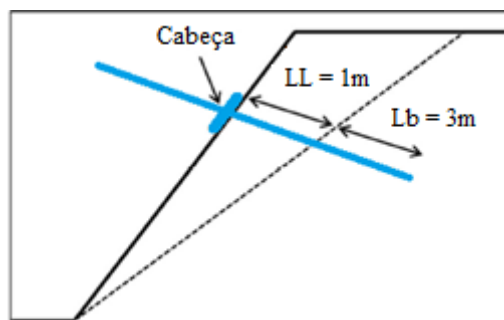


Figura 69- Esquema ilustrativo do comprimento do prego a adotar

Na figura seguinte está representado um esquema da malha que pode ser utilizada para estabilizar o talude no caso de rotura por cunha.

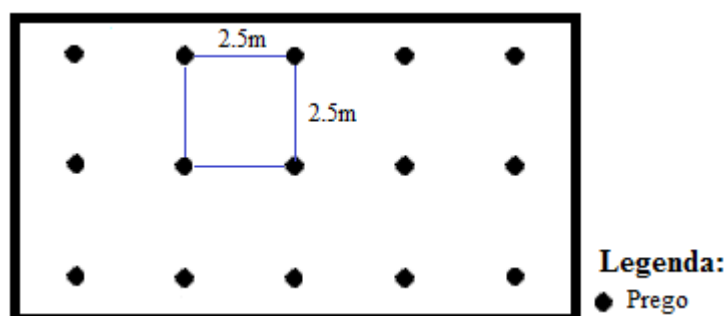


Figura 70 - Sistema de malha adotado 2,5×2,5

Capítulo 6 : Conclusões

O estudo desenvolvido no âmbito do estágio curricular na empresa Geoma Lda, enquadra-se no projeto Sublanço – Nó de Ligação do IP4/Túnel do Marão referente a construção de uma rodovia. O caso de estudo permitiu desenvolver os conhecimentos que foram adquiridos ao longo de todo o percurso académico.

Após a avaliação da estabilidade do talude devem-se ter em conta as seguintes considerações para a solução de estabilização:

1. A geometria proposta 3:1 é agressiva tornando necessária a implementação de um sistema de pregagens. Desta forma deve-se recorrer à combinação de várias metodologias de estabilização, como: colocação de pregagens com betão projetado, rede metálica e sistema de drenagem.
2. Como solução geral para estabilizar o talude optou-se pela malha simples 2,5×2,5.
3. No primeiro pano, visto que a sua altura é 6,3m, os pregos serão dispostos com um afastamento entre pregos de 2,0 m na vertical e 2,5 m na horizontal. No início do pano os pregos devem estar distanciados de 1,0 m da bordadura e 2,50m na horizontal, dispostos segundo a figura 73.

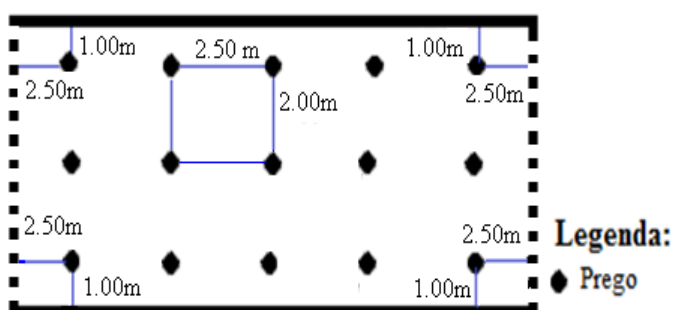


Figura 71 - Sistema de malha adotado 2,50×2,00

4. No segundo e no terceiro pano, visto que a sua altura é 8m, os pregos serão dispostos com um afastamento entre pregos 2.5 m na vertical e na horizontal. No início do pano os pregos devem estar distanciados de 1,5m da bordadura e 2,50 m na horizontal, dispostos segundo a figura 74.

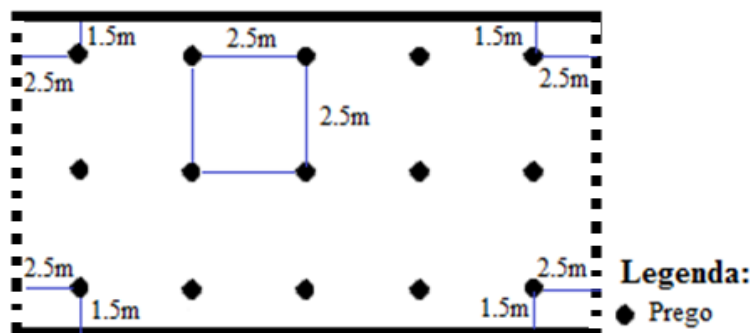


Figura 72 - Sistema de malha adotado 2,50x2,50

5. Os pregos devem ter no máximo 4.5m de comprimento, a distância entre o talude e o plano crítico deverá ser 1.5m e deve estar amarrado com comprimento de 3m (figura 75).

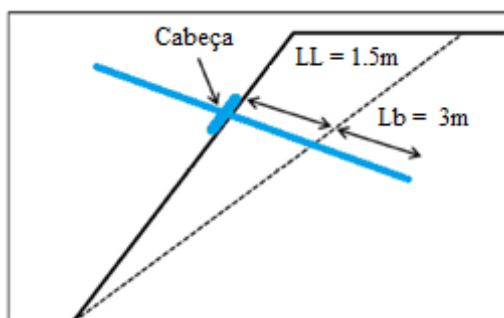


Figura 73 - Ilustração do comprimento dos pregos

6. Assim são necessárias 3 filas com 58 pregos, 174 pregos por pano, no total são necessários 522 pregos.

Para garantir uma boa drenagem do talude, foram instalados geodrenos no centro de cada malha de pregos (figura 76).

Bibliografia

Abbruzzese, J. e Labiouse, V. (2007). Shear strength of discontinuities. Laboratoire de mécanique de roches - Mountain Risks Workshop, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland.

Barton, N. (1977). A relationship between joint roughness and joint shear strength. Proc. Int. symp. on Rock Fracture, Nancy, 1-8.

Barton, N. & Bandis, S. (1980). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. Rock Joints, Barton & Stephansson (eds), Rotterdam. [Disponível online em: www.nickbarton.com/downloads.asp].

Barton, N. & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics, Springer-Verlag, 10, 1-54.

Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classification . Ed. John Wiley and Sons.

Borradaile, G. (2003). *Statistics of earth science data*. Springer, New York, 351.

Brady, B. H. G. e Brown, E. T. (2005). Rock Mechanics for underground mining. 3ª edição, Springer Science e Business Media, Inc.

Bromhead, E.N., Chandler, M. P. and Hutchinson, J.N.(1991). The recent history and geotechnics of landslides at Gore Cliff, Isle of Wight. *Int. Conf. Slope Stability – Developments and Applications*, Thomas Telford, London.

Cruz, N. (2010). Modelling geomechanics of residual soils with DMT tests - Tese de doutoramento. Universidade do Porto. Porto: FEUP.

Deere, D. (1963). Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes. Felsmechnik and Ingenieur geologie (Rock Mechanics and engineering Geology) Vol. I, No. 1, 16-22.

Feijó, R. J. (2007). Monitorização de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado. Tese de Doutoramento em Eng. Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 157.

Folque, J. (1989). Algumas notas sobre solos reforçados. LNEC, Lisboa. 16-18.

Giani, G. (1992). Rock Slope Stability Analysis. Rotterdam, Netherlands: A. A. Balkema, 345.

Gomes L., Galiza A. & Vieira A., (2006). Desmonte de Maciços Rochosos I -Versão 2006/2007. ISEP, Porto, 159.

Gomes L., Galiza A. & Vieira A., (2006). Desmonte de Maciços Rochosos II - Versão 2006/2007. ISEP, Porto, 114.

Goodman, R. (1976). Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rock. West Publishing Co., St Paul, Minnesota, 472.

Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. ISRM News Journal 2(2): 4-16.

Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering – Cap. 2 “When is a rock engineering design acceptable” e Cap. 4 “Shear strength of discontinuities”. [Disponível online em:

http://www.rocscience.com/education/hoek_corner].

Hoek, E. (2012). Blast Damage Factor - D. RocNews, 1-7.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 267-273.

Hoek, E., & Bray, J. (1981). Rock Slope Engineering 3rd Edition. London: IMM.

Hoek, E., & Brown, E. T. (1994). Empirical Strength Criterion for Rock Mass. Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE Vol. 106. No. GT9, 1013-1035.

Hudson, J. A. e Ulusay, R. (2007). The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006. ISRM, Ankara, Turkey.

ISRM. (1978). Commission for Standardization of Laboratory and Field Tests. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. International Joint Rock Mechanics Min. Sci., 319-368.

Kemthong, Rutthapol. (2006). Determination of Rock Joint Shear Strength based on Rock Physical Properties. Thesis for Degree of Master, Suranaree University of Technology.

Kliche, C. A. (1999). Rock Slope Stability. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME).

Lima, C. e Menezes, J. E. (2008). Textos de apoio de Geologia de Engenharia [Disponível online em: http://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/ge_apontamentos.htm];

Manual de operação SURFROCK. Mitutoyo.

Markland, J. (1972). A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedgesliding type of failure is expected. Imperial College Rock Mechanics Research Report No. 19, 10.

Matherson, G. (1983). Rock stability assessment in preliminary site investigations - graphical methods. Crowthorne, Berks: TRRL Reports LR 1039 Transport Research Laboratory.

Mecânica das Rochas (2011). Apontamentos teóricos da Unidade Curricular de Mecânica das Rochas. Universidade de Aveiro.

Miguel, Ângela (2011). Correlação entre a Rugosidade e o Ângulo de atrito em Superfícies de Descontinuidade Abertas.

Mohanty, B. (1996). Rock Fragmentation by Blasting. s.l. : Balkema, 13 - 35.

Ortigao, J., & Sayao, A. (1999). Manual técnico de encostas. GeoRio.

Norma EN 14490:2010 (E)

Norma NP EN 1998 – 1 2009

Patton, F.D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. Proc. 1st International Congress of Rock Mechanics, Lisbon, 509-513.

Pinto e Pereira (2010), Soluções de fundações de muros de aterro na auto estrada do marão

Price, D. (2009) Engineering Geology: Principles and Practice. London: Springer

Priest, S. D. (1980). The use of inclined hemisphere projection methods for the determination of kinematic feasibility, slide direction and volume of rock blocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts no.17, 1-23.

Priest, S. D. (1985). Hemisphere projection methods in Rock Mechanics. George Allen & Unwin, London, 124.

Rocscience. (13 de abril de 2013). Solutions for Embankments. Obtido de Rocscience - Software tools for rock and soil: <http://www.rocscience.com/usage/use/10/Embankments>

Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuno, L., & Oteo, C. (2002). Ingenieria Geologica. Madrid: PEARSONEDUCACION.

Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D. C., 11-33

Vaz S., (2008). Desmonte com Explosivos. Fundação Politécnico do Porto - FIPP, 99.

Simons, N. e. (2001). Soil and Rock slope Engineering. Londres: Thomas Telford Publishing.

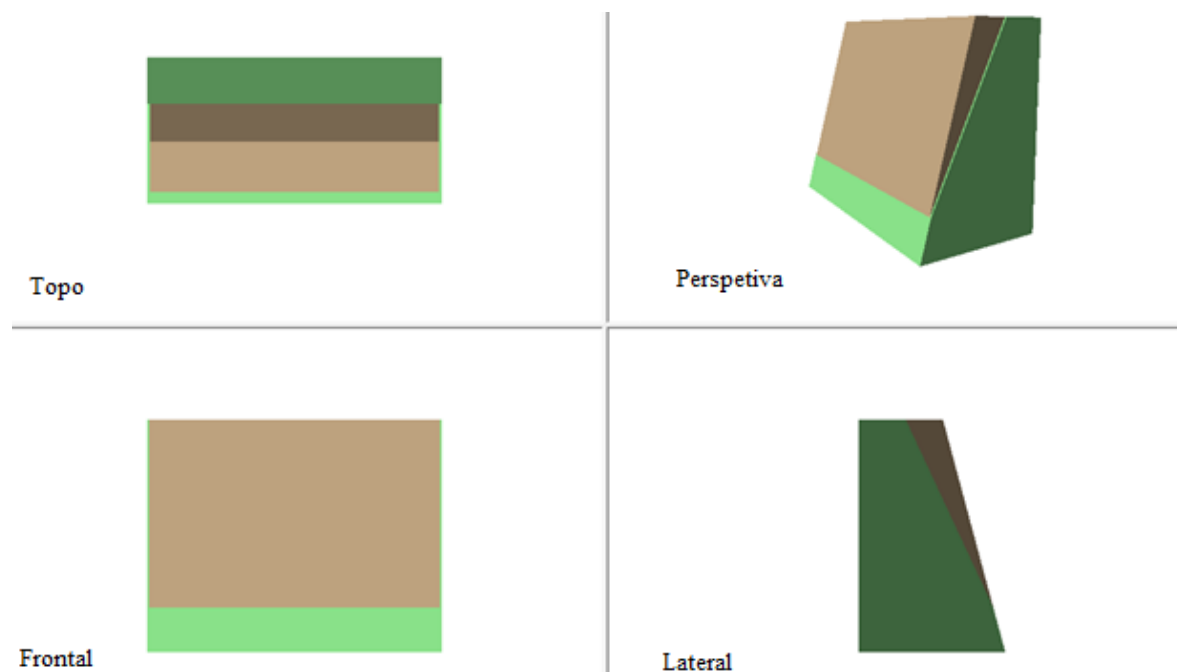
Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2004). Rock Slope Engineering - Civil and Mining. 4ª edição, Spon Press. "Based on Rock Slope Engineering (third edition, 1981).

Zhao, J. (1997). Joint Surface Matching and Shear Strength Part B: JRC-JMC Shear Strength Criterion. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 34 (2), 179-185.

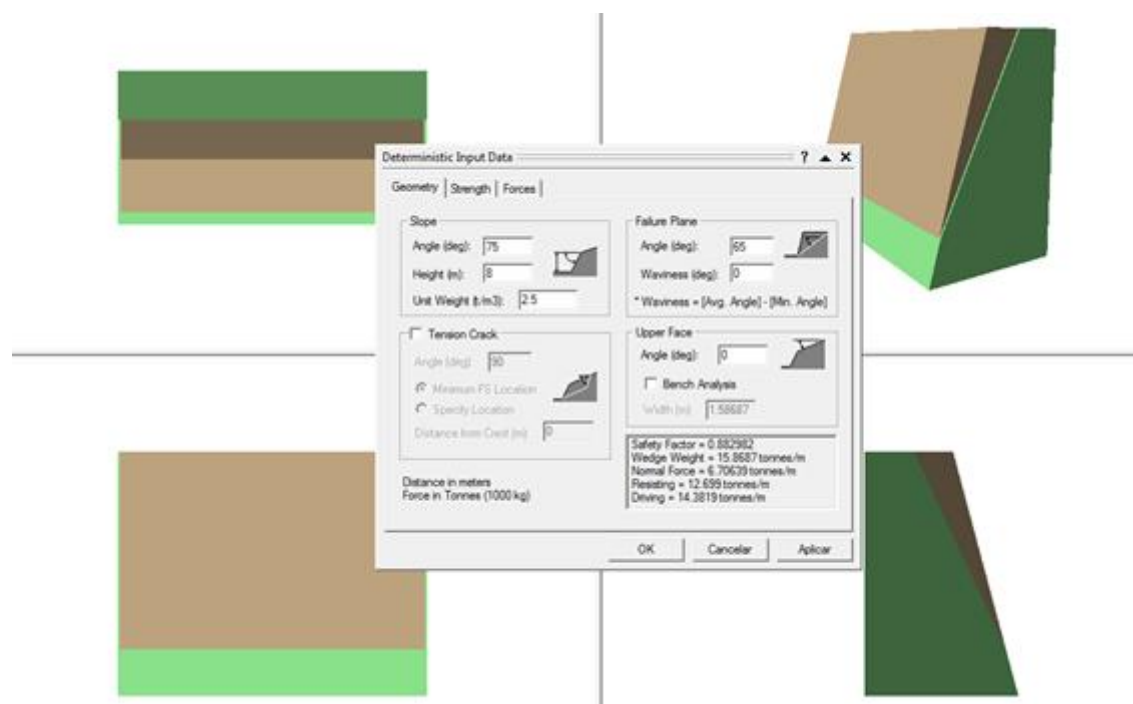
Anexos

Anexo I

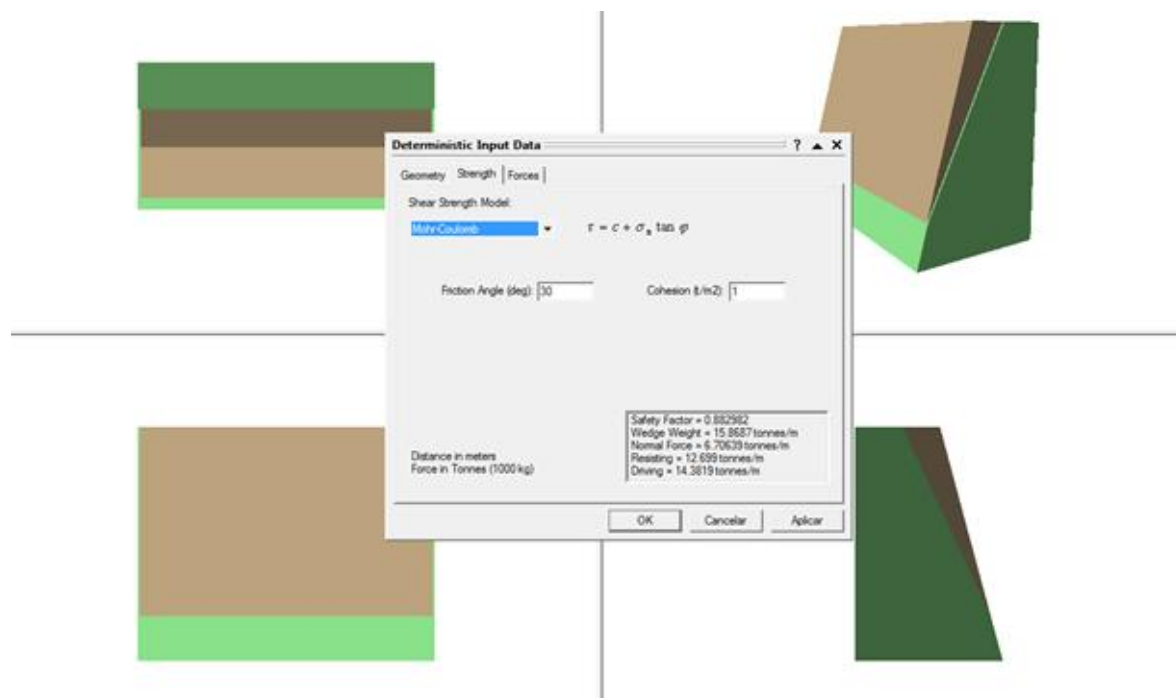
Solução de estabilização para rotura Planar (Modelo A)



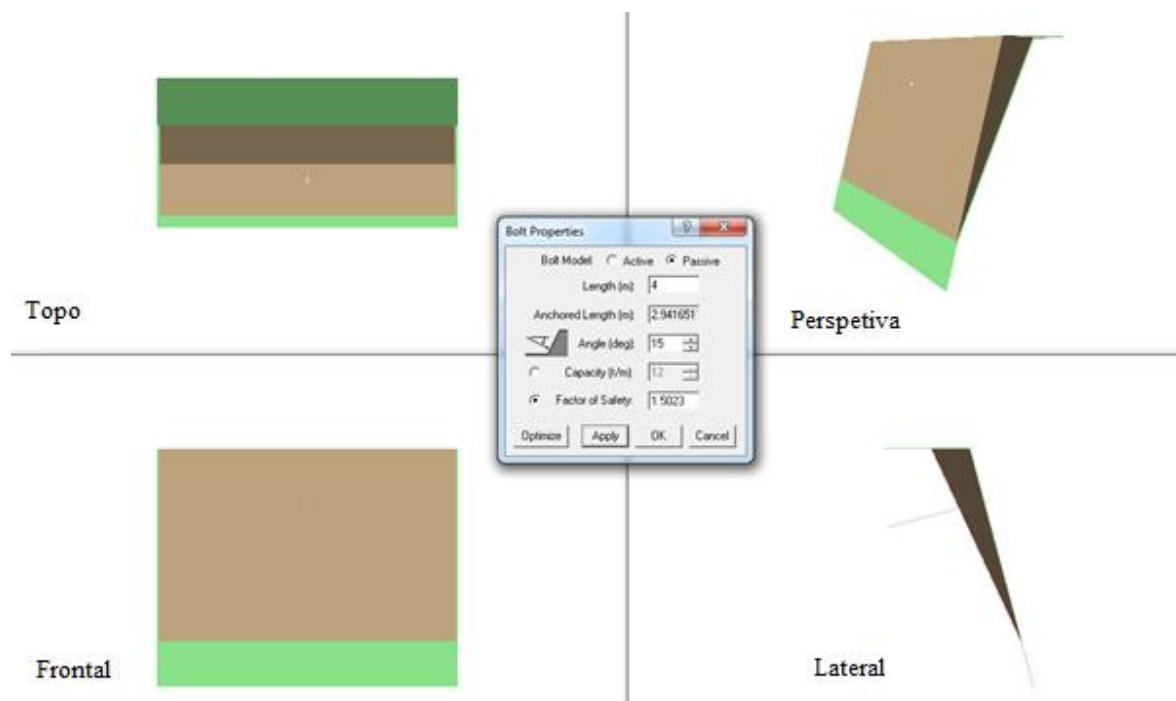
Definição da geometria: inclinação do talude e do plano de falha.



Seleção do método de rotura.



Solução de estabilização, implementação do elemento de reforço.



Cada prego deve ter a capacidade de 121 kN/m e a capacidade por metro efetivo deve ser de 15,13 kN/m.

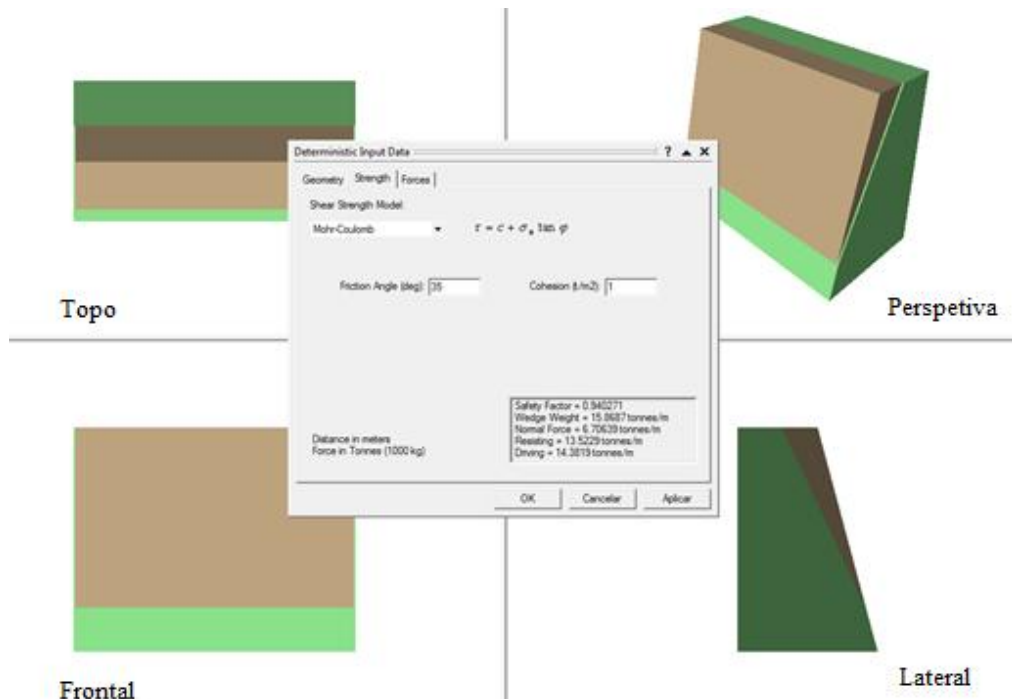
Tipo de malha em quincôncio possível de implementar.

Simplex	Distância (m)	Área (m²)	Capacidade total/prego	
1×1	0,71	0,50	7,56	Possível de implementar
1,25×1,25	0,88	0,78	11,82	Possível de implementar
1,5×1,5	1,06	1,13	17,02	Possível de implementar
2×2	1,41	2,00	30,25	Possível de implementar
2,5×2,5	1,77	3,13	47,27	Possível de implementar
3×3	2,12	4,50	68,06	Possível de implementar
5×5	3,54	12,50	189,06	Não se pode implementar

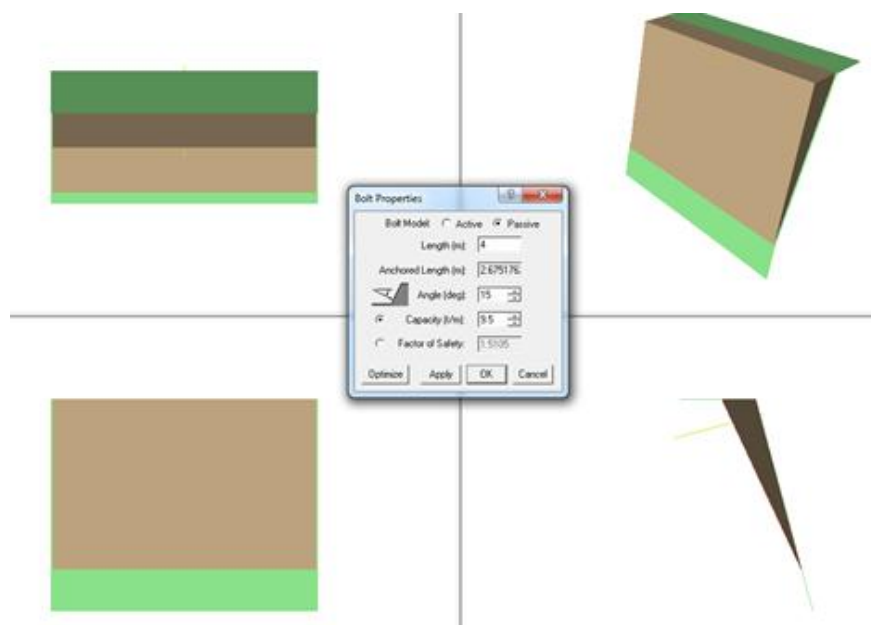
Como a capacidade não pode exceder os 152,45 o tipo de malha simples 5×5 não pode ser escolhida.

Anexo II

Solução de estabilização para rotura planar (Modelo B)



Solução de estabilização, implementação do elemento de reforço.



Cada prego deve ter a capacidade de 95 kN/m e a capacidade por metro efetivo deve ser de 11.88 kN/m.

Tipo de malha simples possível de implementar.

Tipo de malha quincôncio possível de implementar.

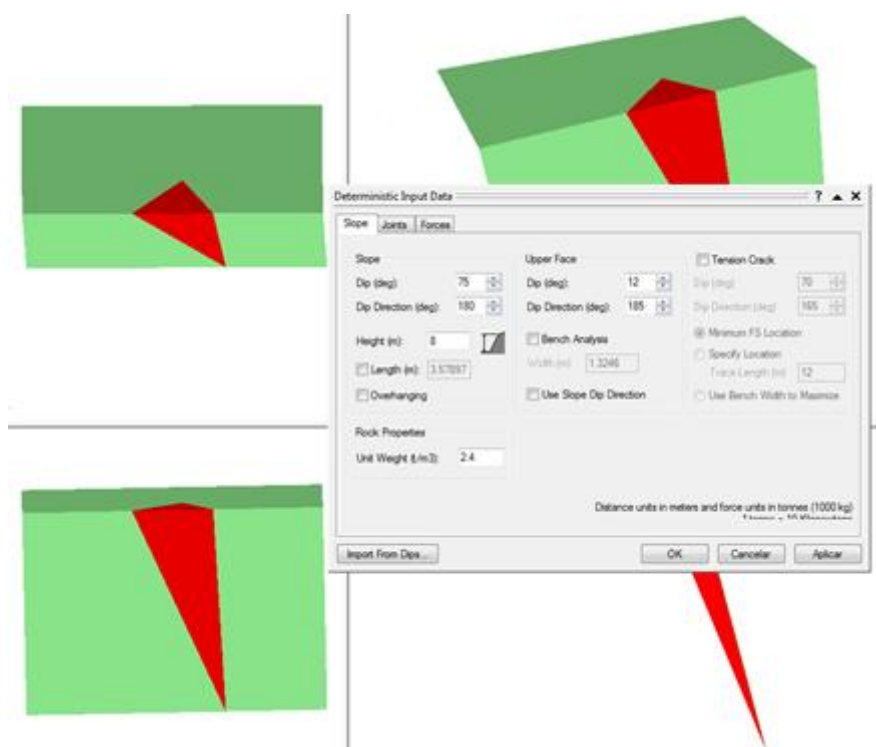
Simplex	Distância (m)	Área (m²)	Capacidade total/prego	
1×1	0,71	0,50	5,94	Possível de implementar
1,25×1,25	0,88	0,78	9,28	Possível de implementar
1,5×1,5	1,06	1,13	13,36	Possível de implementar
2×2	1,41	2,00	23,75	Possível de implementar
2,5×2,5	1,77	3,13	37,11	Possível de implementar
3×3	2,12	4,50	54,44	Possível de implementar
5×5	3,54	12,50	148,44	Não se pode implementar

Como a capacidade não pode exceder os 152.45 o tipo de malha quincôncio 5×5 não pode ser escolhida.

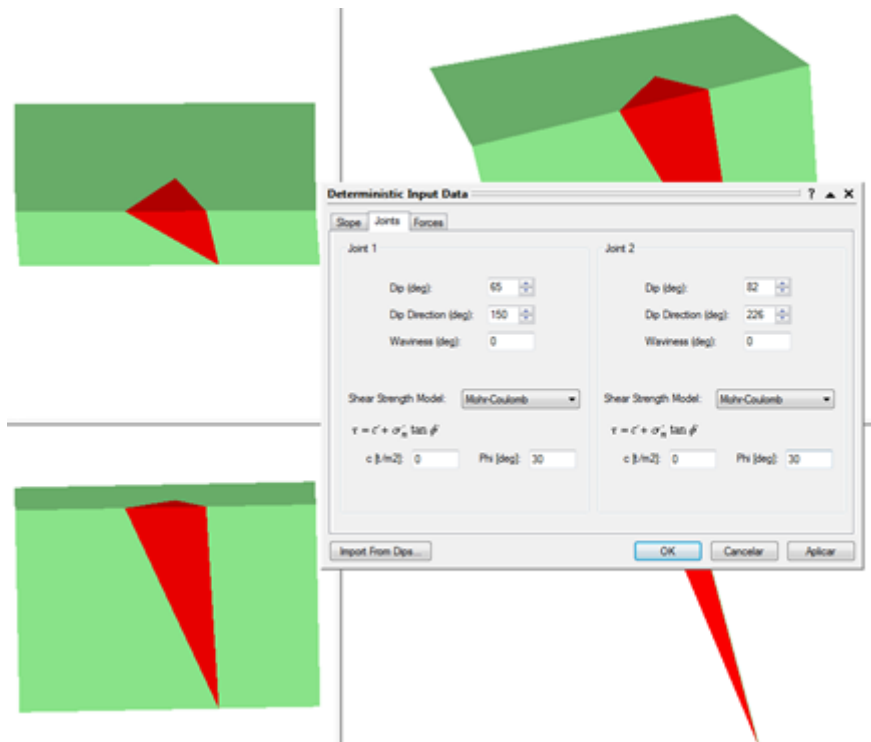
Anexo III

Solução de estabilização para rotura por cunha (Modelo A)

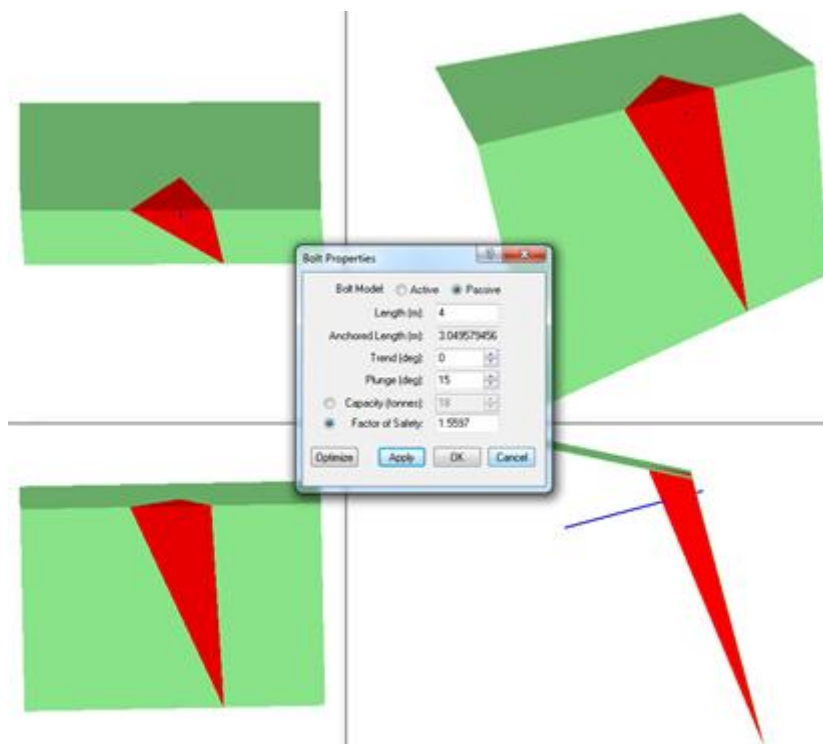
Definição da geometria da direção de inclinação.



Definição da geometria da direção de inclinação dos dois planos.



Solução de estabilização, implementação do elemento de reforço.



Cada prego deve ter a capacidade de 180 kN/m e a capacidade por metro efetivo deve ser de 22,50 kN/m.

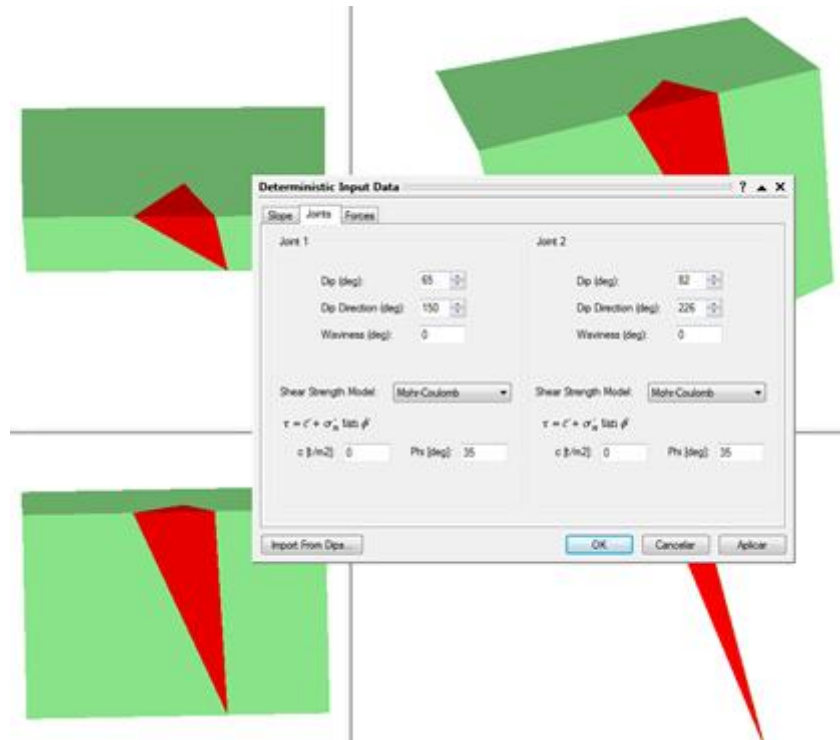
Tipo de malha em quincôncio possível de implementar.

Simplex	Distância (m)	Área (m²)	Capacidade total/prego	
1×1	0,71	0,50	11,25	Possível de implementar
1,25×1,25	0,88	0,78	17,58	Possível de implementar
1,5×1,5	1,06	1,13	25,31	Possível de implementar
2×2	1,41	2,00	45,00	Possível de implementar
2,5×2,5	1,77	3,13	70,31	Possível de implementar
3×3	2,12	4,50	101,25	Possível de implementar
5×5	3,54	12,50	281,25	Não se pode implementar

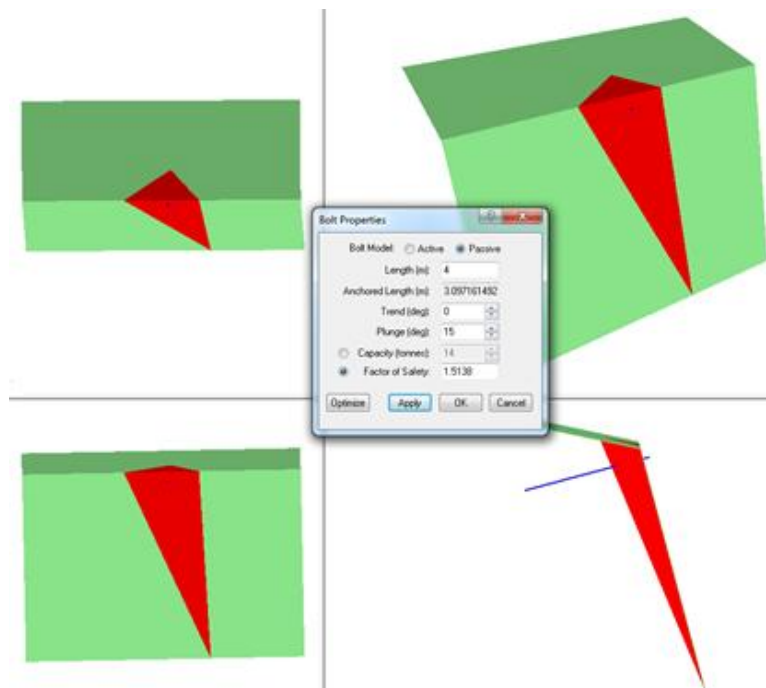
Como a capacidade não pode exceder os 152.45 o tipo de malha simples 5×5 não pode ser escolhida.

Anexo IV

Solução de estabilização para rotura por cunha (Modelo B)



Solução de estabilização, implementação do elemento de reforço.



Cada prego deve ter a capacidade de 140 kN/m e a capacidade por metro efetivo deve ser de 17,50 kN/m.

Tipo de malha quincôncio possível de implementar.

Simples	Distância (m)	Área (m²)	Capacidade total/prego	
1×1	0,71	0,50	8,75	Possível de implementar
1,25×1,25	0,88	0,78	13,67	Possível de implementar
1,5×1,5	1,06	1,13	19,69	Possível de implementar
2×2	1,41	2,00	35,00	Possível de implementar
2,5×2,5	1,77	3,13	54,69	Possível de implementar
3×3	2,12	4,50	78,75	Possível de implementar
5×5	3,54	12,50	218,75	Não se pode implementar

Como a capacidade não pode exceder os 152,45 o tipo de malha quincôncio 5×5 não pode ser escolhida.